Léo Heller
Valter Lúcio de Pádua
Organizadores

Abastecimento de água para consumo humano

Para muitos de nós, técnicos, a leitura de um livro-texto marcou o nosso primeiro contato com a matéria da nossa profissão. Potencialmente, o livro pode influenciar os valores e as abordagens que adotamos no exercício da vida profissional. A posição estreitamente tecnicista assumida no passado por muitos autores de livros de engenharia tem contribuído, sem dúvida, para a formação de engenheiros com uma visão igualmente estreita do seu papel na sociedade. Assim, os organizadores deste livro merecem louvor, e a nossa gratidão, pelo esforço em alargar a perspectiva da engenharia sanitária.

Na seleção de capítulos, por exemplo, os organizadores reconhecem que a chamada "tecnologia apropriada" — soluções individuais e sem rede para habitações isoladas e populações carentes — apresenta desafios à criatividade do engenheiro não menores que aqueles levantados pela tecnologia de ponta e pela mecânica computacional. Reconhecem, igualmente, que o abastecimento de água é um processo e não apenas um produto; o engenheiro tem responsabilidades na gestão do sistema, e não só na sua construção. Os organizadores reconhecem, além disso, que o engenheiro sanitarista desempenha o seu papel no contexto da sua sociedade e de um ambiente de recursos limitados, aos quais — ambos — têm contas a prestar.

Um outro aspecto a salientar é o esforço em reunir autores dos capítulos com experiência prática, comparável com os seus conhecimentos acadêmicos. Nessa dimensão, seguem a melhor tradição das editoras técnicas brasileiras. Lembro-me de que, quando eu trabalhava em Moçambique, a biblioteca da Embaixada Brasileira era o local onde eu ia procurar manuais práticos de engenharia sanitária.

Na minha experiência, os melhores livros-texto duram muitos anos, reencarnando-se numa série de edições sucessivas.

Aos organizadores e autores, os meus parabéns, e, ao próprio livro, desejo a longa vida que merece.

Sandy Cairncross
Professor de Saúde Ambiental
London School of Hygiene & Tropical Medicine

Abastecimento de água para consumo humano

Léo Heller
Valter Lúcio de Pádua
(Organizadores)

Abastecimento de água para consumo humano

2ª edição revista e atualizada

VOLUME 2

BELO HORIZONTE | **EDITORA UFMG** | 2010

Editora UFMG
Av. Antônio Carlos, 6.627 - Ala direita da Biblioteca Central – térreo
Campus Pampulha – CEP 31270-901 – Belo Horizonte/MG
Tel.: +55 31 3409-4650 I Fax: +55 31 3409-4768 I editora@ufmg.br I www.editora.ufmg.br

Escola de Engenharia da UFMG
Av. Antônio Carlos, 6.627 - Campus Pampulha – CEP 31270-901 – Belo Horizonte/MG
Tel.: +55 31 3409-1890 I Fax: +55 31 3409-1726 I dir@adm.eng.ufmg.br I www.eng.ufmg.br

Assistência editorial	Eliane Sousa e Euclídia Macedo
Editoração de texto	Maria do Carmo Leite Ribeiro
Projeto gráfico adaptado	Cássio Ribeiro, a partir de Paulo Schmidt
Formatação 2ª edição e montagem de capa	Cássio Ribeiro
Atualização ortográfica	Danivia Wolff
Revisão de provas	Cláudia Campos e Márcia Romano
Ilustrações	Andresa Renata Andrade e João Evaldo Miranda Franca
Produção gráfica	Warren Marilac

© 2006, Os autores
© 2006, Editora UFMG
© 2010, 2. ed. revista e atualizada
Este livro ou parte dele não pode ser reproduzido por qualquer meio sem autorização escrita do Editor

A118

Abastecimento de água para consumo humano / Léo Heller, Valter Lúcio de Pádua, organizadores. – 2. ed. rev. e atual. – Belo Horizonte : Editora UFMG, 2010.
2 v. : il. – (Ingenium)

Inclui bibliografia.
ISBN: 978-85-7041-845-6 (v. 2)

1. Abastecimento de água. 2. Tratamento de água. 3. Engenharia sanitária. I. Heller, Léo. II. Pádua, Valter Lúcio de. III. Série.

CDD: 628.1
CDU: 626.2

Elaborada pela DITI – Setor de Tratamento da Informação
Biblioteca Universitária – UFMG

SUMÁRIO

VOLUME 1

Capítulo 2

Capítulo 3

Capítulo 4

Capítulo 5

Capítulo 6

Capítulo 7

Capítulo 8

VOLUME 2

Capítulo 10

Capítulo 11

Capítulo 16

Capítulo 10

Adução

Márcia Maria Lara Pinto Coelho
Márcio Benedito Baptista

10.1 Introdução

As adutoras são condutos – tubulações ou canais – encarregados do transporte de água entre unidades do sistema de abastecimento que precedem a rede de distribuição. Assim, as adutoras interligam a captação à estação de tratamento de água e desta aos reservatórios. Quando as adutoras são derivadas de outras, sem distribuição de água para os consumidores, são chamadas de **subadutoras**.

A **adução por gravidade** constitui o meio mais seguro e econômico de se transportar a água. Todavia, nem sempre existe um desnível suficiente para conduzir, por gravidade, a vazão necessária entre os pontos a serem interligados. Nesses casos, elevatórias são necessárias e as adutoras a elas interligadas são classificadas como **adutoras por recalque**. Outra forma de classificar as adutoras diz respeito à natureza da água transportada. Assim, quando antecedem a estação de tratamento de água são denominadas de **adutora de água bruta** e, após receber o tratamento, por **adutora de água tratada**.

10.2 Traçado das adutoras

O traçado das adutoras geralmente é definido com base em critérios técnicos e econômicos. Por isso, a sua concepção deve ser realizada com o auxílio de levantamentos topográficos, geotécnicos e inspeções de campo, evitando-se regiões que dificultem

os trabalhos de implantação, operação e manutenção, tais como áreas pantanosas, declividades elevadas, vias de tráfego intenso etc. As áreas de instalação das adutoras devem ser, preferencialmente, de domínio público. Quando isso não é possível, a faixa a ser utilizada deve ser desapropriada ou deve ser estabelecido um contrato de servidão sobre ela, podendo, nesse caso, ser utilizada pelo proprietário, com restrições decorrentes da servidão.

Tendo em vista a topografia dos terrenos e as condições de operação em regime permanente, os perfis das adutoras podem estar totalmente abaixo, coincidentes ou acima, em alguns pontos, das linhas piezométricas efetiva e absoluta, ou do plano de carga estático, implicando os cinco tipos de perfil mostrados na Figura 10.1 e descritos a seguir:

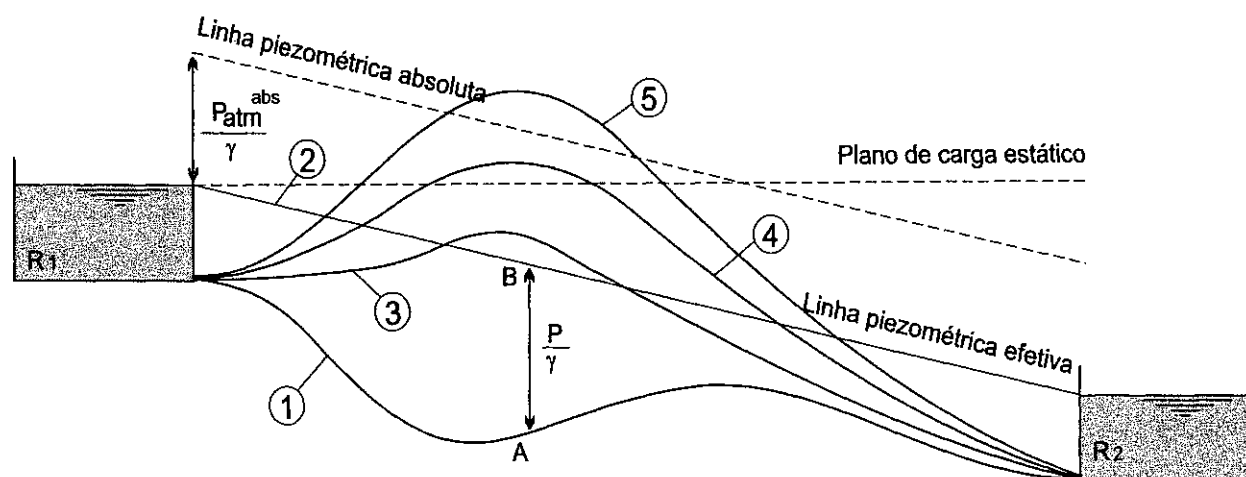



Figura 10.1 - Possíveis traçados de condutos com escoamento por gravidade

- No perfil (1) a tubulação está totalmente abaixo da linha piezométrica efetiva, assim, a carga de pressão reinante na tubulação, correspondente ao segmento AB, é superior à pressão atmosférica em todo o seu perfil, tratando-se, portanto, de um escoamento forçado;
- o perfil (2) coincide com a linha piezométrica efetiva; por conseguinte, o conduto tem escoamento livre, com pressão na superfície igual à atmosférica;
- no perfil (3) o conduto corta a linha piezométrica efetiva; consequentemente, o trecho da tubulação situado acima dessa linha fica sujeito a pressões inferiores à atmosférica, podendo ocasionar a entrada de ar e a contaminação da água, pela possibilidade de sucção;
- no perfil (4) o conduto corta o plano de carga estático, além de cortar a linha piezométrica efetiva. Neste caso, a água não atinge naturalmente o trecho situado acima do nível de água no reservatório R_1 e o escoamento só é possível após o enchimento da tubulação. O trecho situado acima da linha piezométrica efetiva denomina-se **sifão**;

- no perfil (5) o conduto corta a linha piezométrica absoluta, sendo, portanto, impossível o escoamento por gravidade.

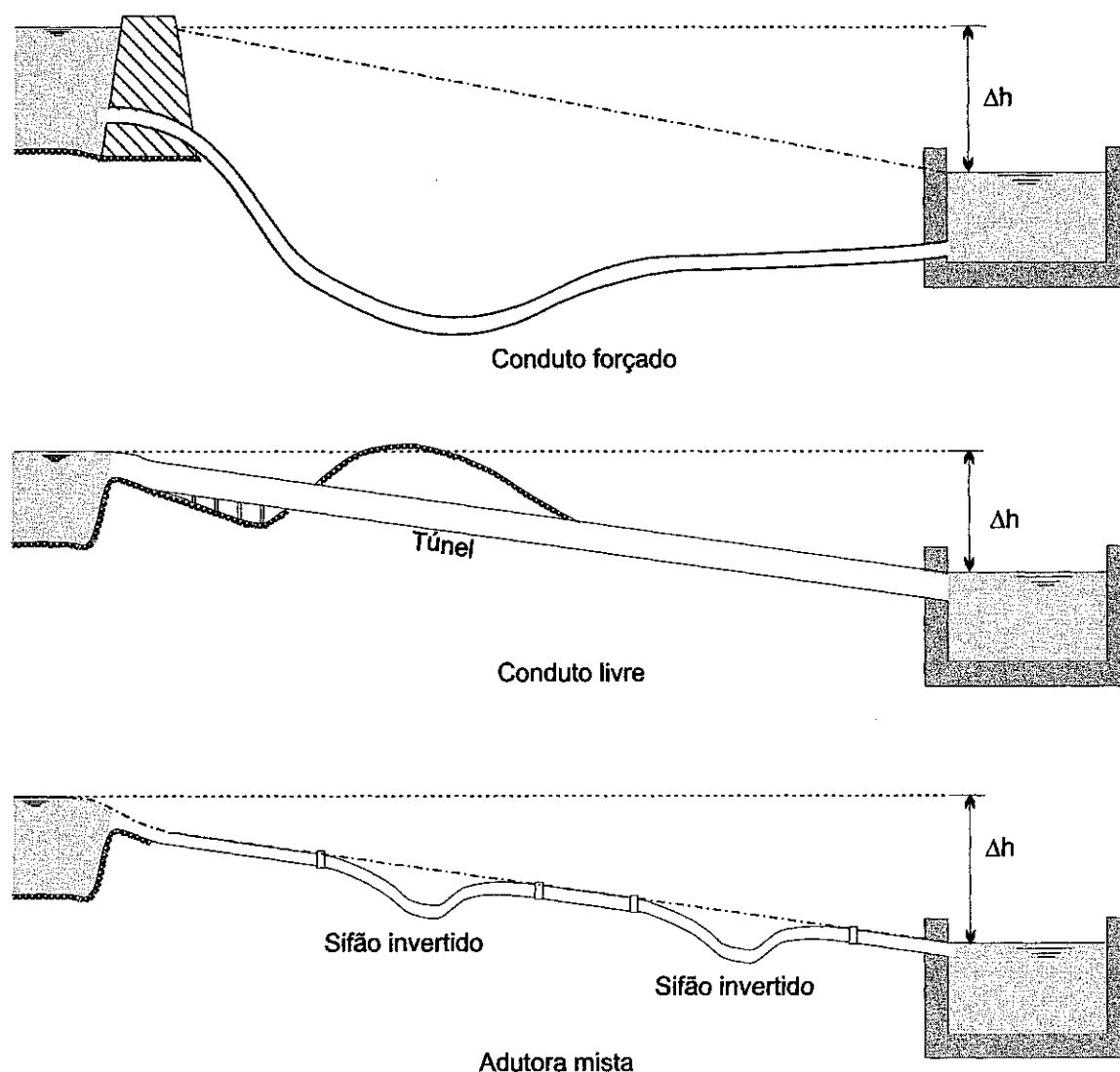



Figura 10.2 - Adutoras por gravidade

Por uma questão de segurança sanitária e estabilidade do funcionamento hidráulico, as adutoras são projetadas para operarem totalmente abaixo das linhas piezométricas efetivas do escoamento permanente, ou coincidentes com estas. Por isso, sempre que possível, buscam-se traçados com os perfis (1) e (2), ou uma combinação destes (adutora mista), conforme mostra a Figura 10.2. O trecho situado inteiramente abaixo da linha piezométrica efetiva, e que normalmente interliga dois trechos da adutora de conduto livre, denomina-se sifão invertido. Este termo se deve ao aspecto semelhante ao de um sifão tradicional, contudo, em nada se assemelha quanto ao funcionamento hidráulico. Para controlar e compatibilizar as vazões do canal com a do sifão invertido e garantir a pressão atmosférica, uma estrutura de transição localizada entre o conduto livre e o sifão invertido na adutora mista deve ser prevista. Quando as condições topográficas locais

indicarem um perfil (3), uma das soluções normalmente adotadas é a construção de uma caixa de transição no ponto mais alto da tubulação, de maneira a alterar a posição da linha piezométrica. Assim, a tubulação fica totalmente abaixo desta e, portanto, sujeita a pressões positivas, como no perfil (1). Essa solução, entretanto, implica, quase sempre, aumento do diâmetro de parte da tubulação, conforme pode ser visto no Exemplo 10.2. Algumas vezes é mais indicado mudar o traçado da adutora, contornando o ponto alto ou mesmo construindo um túnel para que a tubulação não corte a linha piezométrica.

Os perfis (4) e (5) têm parte do seu traçado situado acima do plano de carga estático e, por isso, têm o funcionamento limitado às condições de um sifão tradicional. A solução a se adotar para uma operação mais segura é a instalação de uma elevatória para impulsionar o líquido e, assim, obter pressões superiores à pressão atmosférica em toda a tubulação. A Figura 10.3 mostra uma elevatória convencional e outra para reforço, do tipo *booster*, transportando água entre dois reservatórios, por meio de adutoras de recalque, e as novas posições das linhas piezométricas efetivas.

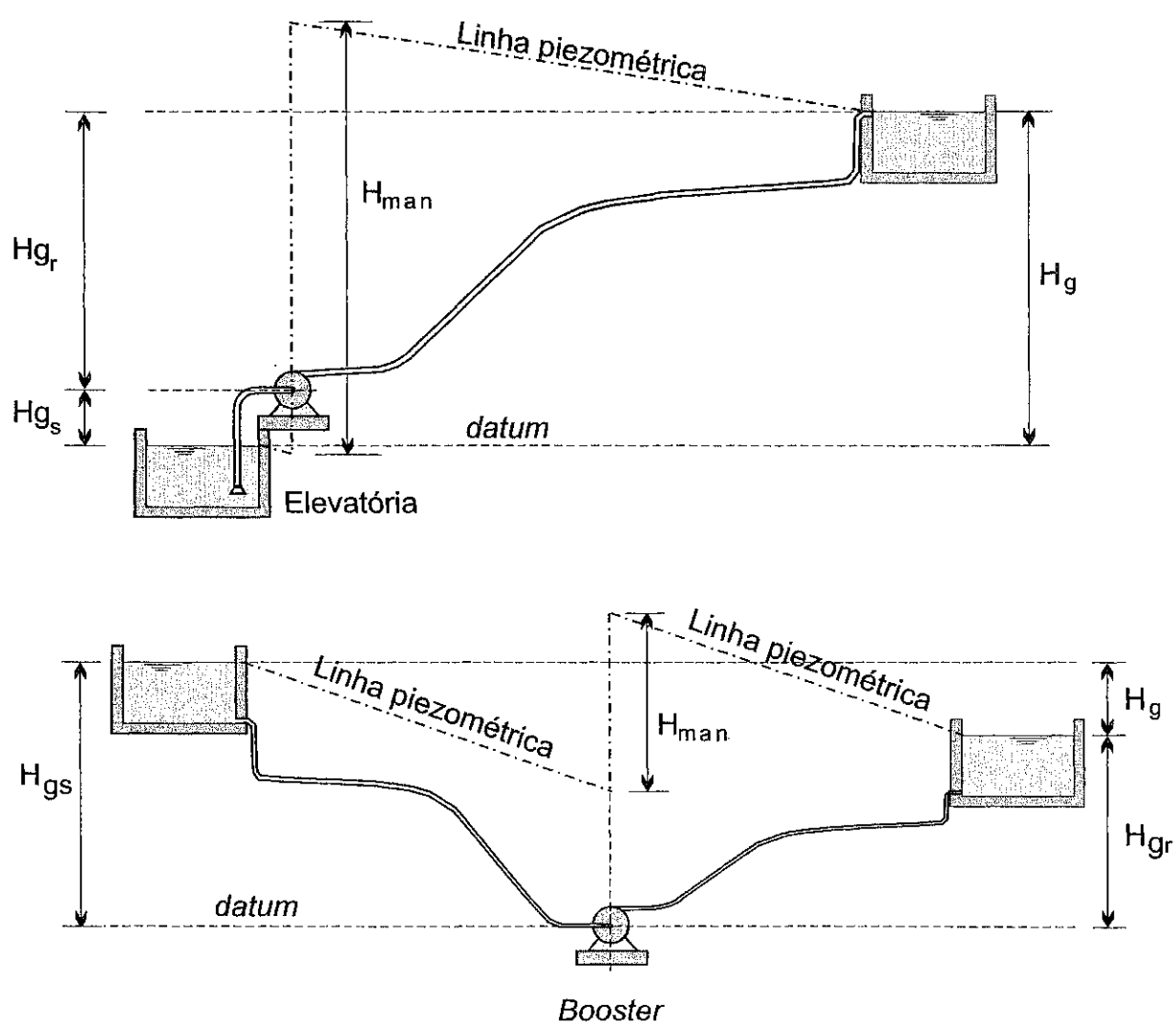



Figura 10.3 - Adutoras por recalque

10.3 Dimensionamento hidráulico

10.3.1 Considerações gerais

A vazão é um dado essencial ao dimensionamento. No caso das adutoras a vazão transportada é condicionada pelo consumo de água da população, pela posição dos reservatórios em relação à adutora considerada, bem como pelo tempo de funcionamento e capacidade das unidades do sistema, conforme pode-se constatar nos esquemas (a), (b) e (c) mostrados na Figura 10.4, em que:

- Q_{DMC}: vazão média do dia de maior consumo;
- Q_{HMC}: vazão média da hora de maior consumo;
- q_{ETA}: vazão consumida na ETA;
- $Q_{mín}$: vazão mínima na rede de distribuição.

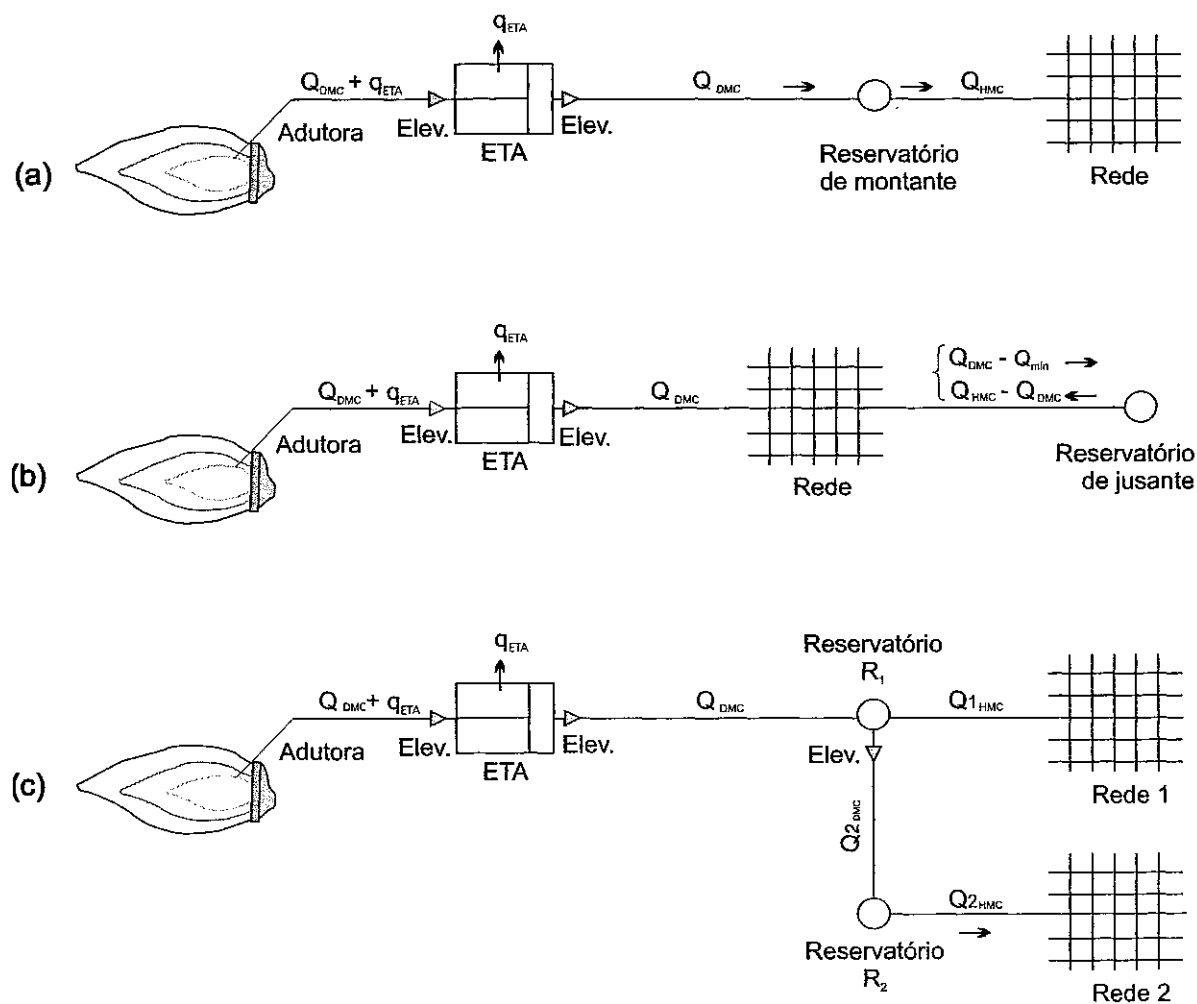



Figura 10.4 - Vazões de dimensionamento para adutoras e tubulações tronco da rede

No esquema (c) foi admitido que a reservação para atendimento do consumo da rede 2 está no reservatório R_2. Caso estivesse em R_1, o reservatório R_2 funcionaria apenas como caixa de passagem e as vazões nas tubulações a montante e a jusante de R_2 seriam iguais a da hora de maior consumo da Rede 2.

Numa situação intermediária, em que X% do volume consumido na rede 2 estivesse em R_2 e Y% estivesse em R_1, a vazão da adutora que interliga R_1 a R_2 teria que suportar a hora de maior consumo de Y% do volume aduzido, além de X% do dia de maior consumo.

Outro fator importante na definição das vazões é o tempo de funcionamento das unidades. Os sistemas por gravidade funcionam, normalmente, 24 h por dia. Já as adutoras por recalque costumam trabalhar por um período de tempo "T", que varia de 16 a 20 h por dia, para possibilitar a manutenção dos equipamentos das elevatórias e permitir a operação dessas fora do horário de ponta do sistema elétrico, o que reduz as despesas com energia elétrica. Nessa situação, a vazão da adutora subsequente à elevatória deve ser multiplicada pelo fator "24/T".

Além da vazão "Q", para o adequado dimensionamento, há necessidade de se definir previamente o material e o comprimento do conduto, bem como a diferença entre as cotas dos níveis de água dos reservatórios, ou de outra cota piezométrica conhecida. Estes dois últimos parâmetros (L e Δh) são normalmente definidos por meio de levantamento planialtimétrico. Conhecidos estes parâmetros, o dimensionamento pode ser completado por meio das equações hidráulicas fundamentais, apresentadas a seguir, e as específicas para condutos forçados (item 10.3.3) ou para condutos livres (item 10.3.4).

10.3.2 Equações hidráulicas fundamentais

O escoamento no interior das adutoras é considerado, para efeito de dimensionamento da sua seção transversal, como permanente. Deste modo, as equações da Continuidade e de Bernoulli, mostradas a seguir, podem ser utilizadas para análise da questão, necessitando para isso, basicamente, da vazão a ser aduzida e de dados físicos previamente fixados, tais como comprimento, material e diferença entre níveis de água a montante e jusante do conduto.

- Equação da Continuidade

$$A_1\, U_1 = A_2\, U_2 = Q \tag{10.1}$$

Em que:
A: área da seção transversal do escoamento, em m^2;
U: velocidade média do escoamento, em m/s;
Q: vazão em m^3/s.

- Equação de Energia - Bernoulli

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{U_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h \quad (10.2)$$

Em que:
Z: carga de posição;
P/γ: carga de pressão;
$U^2/2g$: carga de velocidade, também denominada de taquicarga;
Δh: perda de carga total, igual a soma da perda de carga contínua ($\Delta h'$) mais a localizada ($\Delta h''$);
α: coeficiente da energia cinética ou de Coriolis ($\alpha \approx 1{,}0$).

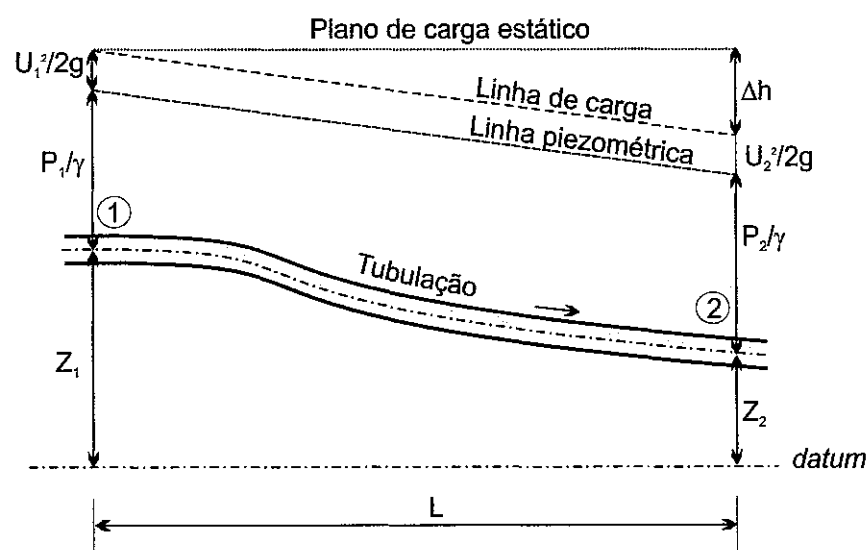



Figura 10.5 - Representação gráfica da equação de Bernoulli

10.3.3 Condutos forçados

No conduto forçado a pressão no escoamento é diferente da atmosférica, portanto, tem que ter a superfície fechada e normalmente seção circular. A aplicação da equação de Bernoulli entre duas seções do conduto, juntamente com a equação de perda de carga, permite verificar se o escoamento pode se efetuar por gravidade ou se haverá a necessidade de recalque e, por conseguinte, a determinação do diâmetro.

Nos escoamentos forçados, geralmente a parcela relativa à energia cinética ($U^2/2g$) é muito pequena em relação à carga de pressão (P/γ) normalmente encontrada no interior das tubulações. Nas adutoras é da ordem de 1% e nestes casos desprezada. Assim, a linha piezométrica é considerada coincidente com a linha de carga e o abaixamento da linha piezométrica igual à perda de carga.

A norma brasileira para projeto de adutora tem recomendado a Equação Universal para avaliação da perda de carga contínua, todavia, por facilidade de cálculo, ainda é comum o uso de equações empíricas, tal como a de Hazen-Williams, que podem apresentar resultados satisfatórios, quando utilizadas dentro dos limites recomendados nos experimentos. Além da perda de carga contínua, as perdas de carga localizadas devem ser consideradas no cálculo da perda de carga total, embora sejam, geralmente, pouco significantes quando comparadas com a perda de carga contínua. Essas equações são apresentadas a seguir:

- Equação Universal para perda de carga contínua

$$\Delta h' = \frac{f}{D} \frac{U^2}{2g} L \qquad (10.3)$$

$$\Delta h' = \frac{8f}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{D^5} L \qquad (10.4)$$

Sendo:
Δh': perda de carga total em m;
U: velocidade média do escoamento em m/s;
D: diâmetro do conduto em m;
L: comprimento do conduto em m;
Q: vazão em m^3/s;
g: aceleração da gravidade = 9,81 em m/s^2;
f: coeficiente de perda de carga.

No Anexo A, é apresentada a Equação A.6 para o cálculo do coeficiente "f" no regime laminar e as Equações A.8 e A.9 para o cálculo no regime turbulento.

- Equação de Hazen-Williams para perda de carga contínua

$$\Delta h' = \frac{10{,}64}{C^{1,85}} \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}} L \qquad (10.5)$$

A equação de Hazen-Williams é recomendada para tubos com diâmetros acima de 50 mm, conduzindo água fria. Os significados e as unidades dos termos dessa equação são os mesmos da Equação 10.4, com exceção do coeficiente C que depende da natureza e das condições do material empregado nas paredes dos tubos, bem como da água transportada. A Tabela A.4 do Anexo A mostra os valores de C normalmente encontrados na prática.

- Perda de carga localizada
  Experiências mostram que a perda de carga localizada $\Delta h''$ para uma determinada peça pode ser calculada pela expressão geral:

$$\Delta h'' = KU^2/2g \qquad (10.6)$$

$\Delta h''$: perda de carga localizada, em m;
U : velocidade média do escoamento em m/s;
K : coeficiente que depende da geometria da singularidade e do número de Reynolds. A Tabela A.5, do Anexo A, mostra valores aproximados desse coeficiente para peças normalmente empregadas.

Para o cálculo da perda de carga localizada utiliza-se, além da expressão geral, o método dos **comprimentos equivalentes**. Este método consiste, para efeito de cálculo somente, na substituição das singularidades presentes, geradoras das perdas de carga localizadas, por um tubo de diâmetro, rugosidade e comprimento tal que proporciona a mesma perda de carga original das singularidades. Os **comprimentos equivalentes** correspondentes às peças mais frequentes nas instalações hidráulicas são mostrados nas Tabelas A.6 e A.7, do Anexo A.

O escoamento em condutos forçados pode se realizar pela ação da gravidade ou necessitar de elevatória, ocasionando alteração no método de dimensionamento das adutoras, conforme descrito nos itens seguintes.

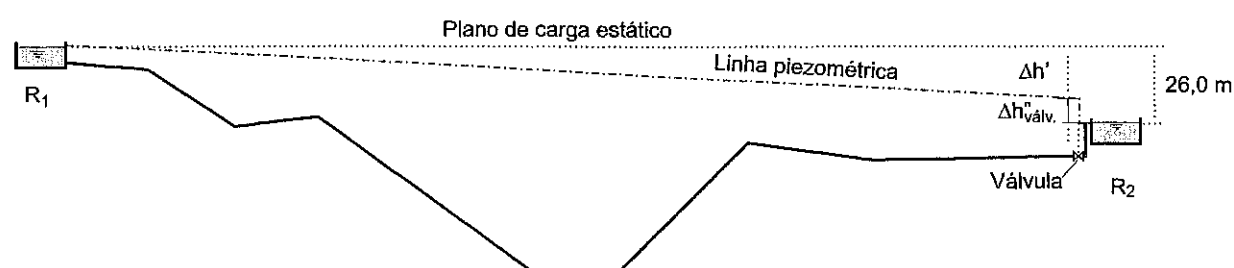
10.3.3.1 Adutora por gravidade

A capacidade máxima de uma adutora por gravidade ocorre quando toda a carga hidráulica disponível é utilizada na perda de carga ao longo do conduto. A seguir é apresentado um exemplo de uma adutora conectando dois reservatórios, para ilustrar o problema.

Exemplo 10.1

A figura a seguir mostra os reservatórios R_1 e R_2, com níveis médios de água nas cotas 810,0 m e 784,0 m, interligados por uma adutora de 1.200 m de comprimento, para conduzir 60 l/s de água. Supondo que as perdas de carga localizadas sejam devidas a: 3 curvas de 90°, 6 tês de passagem direta, 1 entrada normal e 1 saída de canalização e 1 válvula de gaveta aberta, pede-se:

a. dimensionar o diâmetro desta tubulação, admitindo ser de PVC com aspereza (rugosidade) média de 0,035 mm;
b. calcular a vazão efetiva que poderá ser conduzida na adutora dimensionada e a velocidade correspondente;

c. indicar algumas medidas que poderão ser tomadas para a adutora conduzir exatamente a vazão especificada.

Solução

a) Os níveis de água nos reservatórios permitem constatar que é possível o transporte da água por gravidade. Além disso, observa-se que a tubulação está totalmente abaixo da linha piezométrica, indicando a possibilidade de funcionamento como conduto forçado. Para o traçado desta linha piezométrica considerou-se a hipótese de que toda a energia disponível seria utilizada para vencer as resistências, ou seja, o desnível entre os reservatórios (26,0 m) seria igual à perda de carga total, e que o diâmetro da adutora seria constante. A seguir, será verificado o diâmetro da tubulação para que essa hipótese ocorra.

Em adutoras, a perda de carga localizada é, geralmente, bem inferior à perda de carga contínua. Assim, para efeito de dimensionamento preliminar, ela normalmente é desprezada e, consequentemente, a perda de carga total (Δh) é considerada igual à contínua (Δh'). Utilizando a recomendação da norma NBR-591/91 da ABNT será empregada a Equação 10.4, com Δh'= 26,0 m, L = 1.200 m e Q = 0,060 m^3/s. O valor de "f" pode ser calculado pela Equação A.7, ou mesmo por (A.8) ou (A.9) (ver Anexo A), para um dado diâmetro, viscosidade e aspereza da parede. Nesse caso, a aspereza para tubo de PVC pode ser admitida igual a 0,035 mm e a viscosidade cinemática da água igual a $1,01x10^{-6}$ m^2/s, numa temperatura de 20° C. Como o diâmetro é a incógnita do problema, o valor de "f" tem que ser obtido a partir de tentativas, ou com o auxílio do programa HidroWin,[1] obtendo-se os seguintes resultados:

- diâmetro: 185 mm
- velocidade: 2,24 m/s
- coeficiente f: 0,0156

Se no lugar da Equação Universal para perda de carga fosse utilizada a de Hazen--Williams, com C = 140, o resultado para o diâmetro seria 188 mm e, portanto, bem próximo ao obtido anteriormente.

[1] O programa HidroWin pode ser encontrado no site: <www.ehr.ufmg.br/download>.

O diâmetro comercial mais próximo ao calculado é de 200 mm. Para este diâmetro e vazão de 0,060 m³/s, utilizando a Equação Universal para perda de carga, obtém-se, por meio do HidroWin:
- velocidade: 1,91 m/s
- perda de carga unitária: 1,45 x 10^{-2} m/m
- coeficiente f: 0,0156
- perda de carga contínua: 17,44 m

b) A perda de carga localizada será calculada, utilizando a Equação A.11 e alguns dos coeficientes da Tabela A.5, apresentados no Anexo A, conforme se mostra a seguir:

Coeficientes de perda de carga localizada "K"

Peça	Quantidade	K	ΣK
Curva 90°	3	0,40	1,20
Tê de passagem direta	6	0,60	3,60
Entrada normal de canalização	1	0,50	0,50
Saída de canalização	1	1,00	1,00
Válvula de gaveta aberto	1	0,20	0,20
Total			6,50

A perda de carga total é a soma da perda de carga contínua e localizada, expressa em termos da velocidade média pela equação seguinte:

$$\Delta h = \left(\frac{fL}{D} + K\right)\frac{U^2}{2g} \Rightarrow 26 = \left(\frac{0{,}0156 \cdot 1.200}{0{,}20} + 6{,}50\right)\frac{U^2}{2g} \Rightarrow U = 2{,}26\ m/s$$

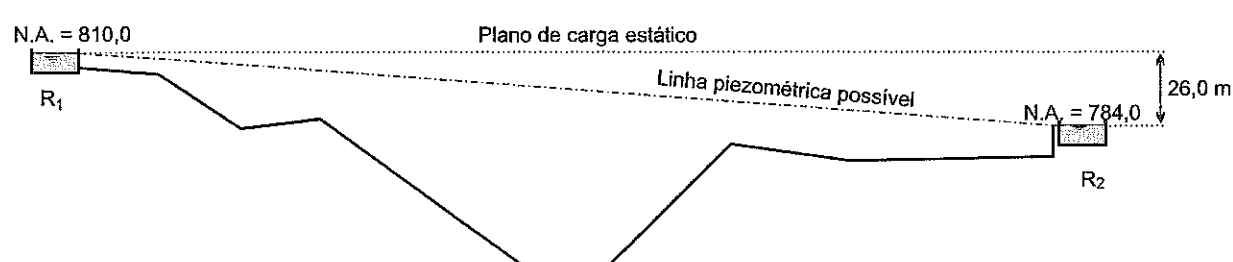
Pela Equação da Continuidade, obtém-se:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} U = \frac{\pi \cdot 0{,}20^2}{4} 2{,}26 \Rightarrow Q = 0{,}071\ m^3/s$$

Observação: ao mudar a velocidade, o coeficiente de perda de carga "f" também se altera. Todavia, a variação é pequena, passando de 0,0156 para 0,0154, sem alteração significativa no valor final da vazão.

c) Na parte (a) da solução desse problema foi verificada a perda de carga contínua (Δh' = 17,44 m) e a velocidade média do escoamento (U = 1,91 m/s). Com esse valor, obtém-se para a perda de carga localizada:

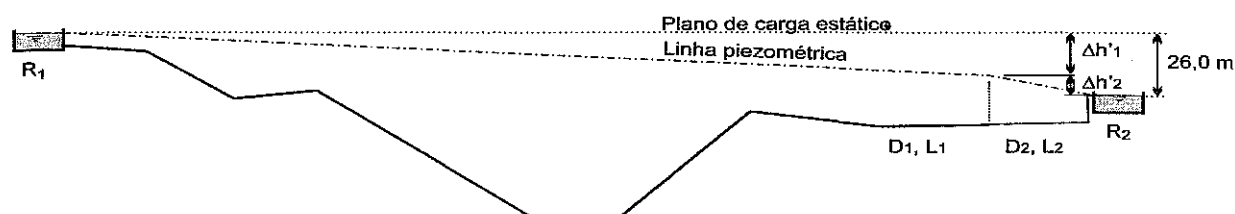
$$\Delta h'' = K\frac{U^2}{2g} = 6{,}50\frac{1{,}91^2}{2 \cdot 9{,}81} = 1{,}21\ m$$

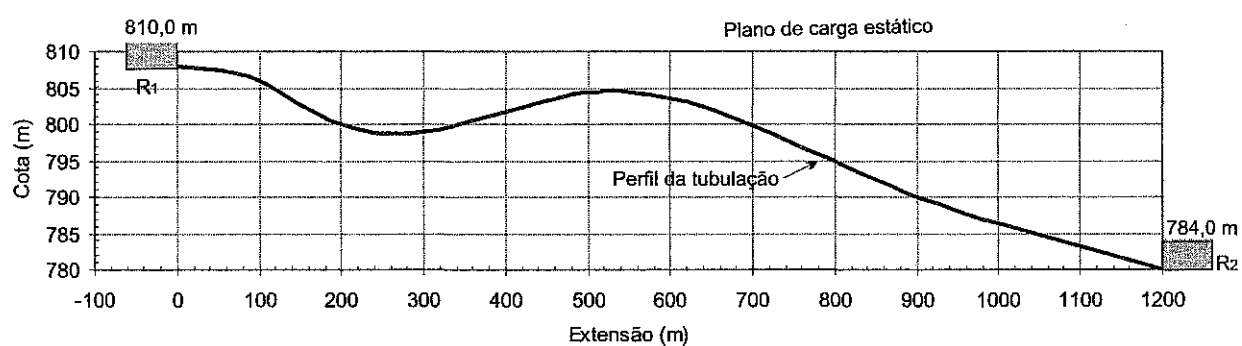
Dessa maneira, a perda de carga total é 18,65 m e, portanto, inferior à carga disponível de 26,0 m. Uma válvula totalmente aberta, como determinado na parte (b), proporciona a vazão de 71 l/s. Para reduzir a vazão para 60 l/s, a medida mais imediata é o fechamento parcial desta válvula, de modo a dar um incremento de perda de carga igual a 7,35 m ($\Delta h''_{válvula}$ = 26,0 – 18,65 = 7,35 m). A nova linha piezométrica é mostrada na figura a seguir:

Considerando o efeito do envelhecimento do material da adutora e, consequentemente, o aumento da perda de carga após algum tempo de uso, esse procedimento dá maior segurança na operação do sistema. Entretanto, nas situações em que o aumento da vazão é impossível, essa energia despendida com o fechamento da válvula poderia ser utilizada no próprio tubo, para reduzir o diâmetro de parte da adutora e, por conseguinte, o seu custo. Assim, a perda de carga contínua poderia passar de 17,44 m para 24,79 m, considerando a adutora formada por duas tubulações em série, sendo a primeira de comprimento L_1, diâmetro de 200 mm e perda de carga unitária de 1,45 x 10^{-2} m/m, e, a outra, por uma tubulação com o diâmetro comercial imediatamente inferior ao anteriormente calculado (D_2 = 150 mm), cuja perda de carga unitária é de 6,15 x 10^{-2} m/m.

$$\Delta h = J_1 L_1 + J_2 (1.200 - L_1)$$

$$\therefore 24{,}79 = 1{,}45 \cdot 10^{-2} L_1 + 6{,}15 \cdot 10^{-2} (1.200 - L_1)$$

⇒ L_1 = 1.043 m de tubos com diâmetro de 200 mm (U_1 = 1,91m/s)
⇒ L_2 = 157 m de tubos com diâmetro de 150 mm (U_2 = 3,40 m/s)

Embora esta solução seja mais econômica, o valor encontrado para a velocidade de escoamento, no trecho com diâmetro de 150 mm, é excessivamente alto e um golpe de aríete, caso ocorresse, poderia ser muito violento. A figura apresentada a seguir mostra a modificação da linha piezométrica ao se adotar dois diâmetros diferentes para a adutora, sendo $D_1 > D_2$.

Exemplo 10.2

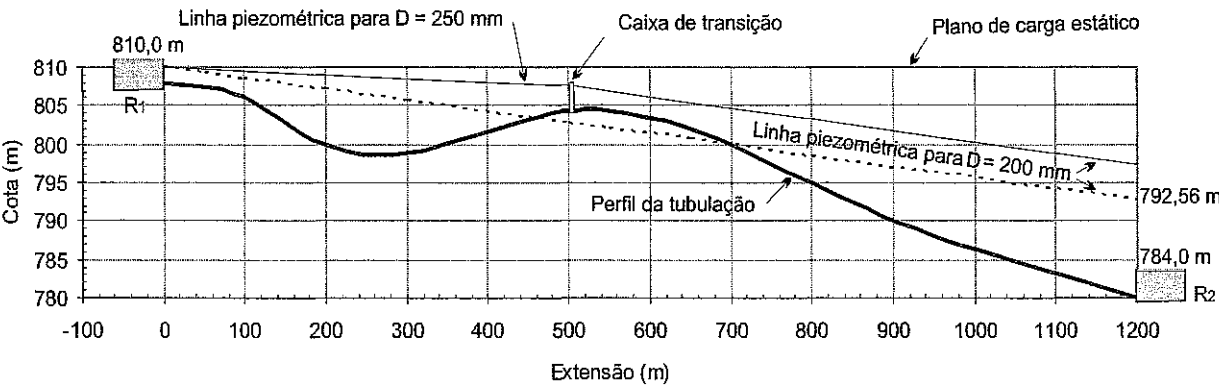
A figura abaixo mostra o perfil do terreno no qual deverá ser assentada uma adutora em PVC de 1.200 m de extensão, para interligar os reservatórios R_1 e R_2, cujos níveis de água médios estão nas elevações 810,0 m e 784,0 m, respectivamente. Pede-se dimensionar essa adutora para conduzir 60 l/s de água.

Solução

Pode-se constatar pelos dados apresentados que, se não fosse pelo perfil da adutora, esta estaria sujeita às mesmas condições daquelas apresentadas no exemplo anterior. Por causa desse perfil, caso fosse adotado o diâmetro de 200 mm determinado anteriormente, a adutora cortaria a linha piezométrica.

Para que isso não ocorra, buscar-se-á elevar a linha piezométrica nos primeiros 500 m, por meio do aumento do diâmetro da tubulação nesse trecho. Dessa forma, a adutora será formada por dois trechos com diâmetros diferentes, intercalados por uma caixa de transição, cuja função será a de fixar a piezométrica nesse local e de compatibilizar a vazão entre os dois trechos.

A tabela, mostrada a seguir, apresenta os valores calculados para os coeficientes de perda de carga da Fórmula Universal, velocidades médias do escoamento, perdas de carga unitária e perdas de carga para cada um dos trechos da adutora, caso se utilizem os diâmetros de 250 mm, 200 mm ou 150 mm, vazão de 60 l/s, viscosidade da água igual a $1{,}01 \times 10^{-6}$ m²/s e aspereza da tubulação de 0,035 mm.

D (mm)	250	200	150
f	0,01575	0,01563	0,01571
U (m/s)	1,22	1,91	3,40
J (m/m)	$4,80 \times 10^{-3}$	$1,45 \times 10^{-2}$	$6,15 \times 10^{-2}$
Δh_1 (m)	2,40	7,27	30,77
Δh_2 (m)	3,36	10,15	43,05

A figura a seguir mostra a nova linha piezométrica, utilizando nos primeiros 500 m de tubulação diâmetro de 250 mm, e os 700 m restantes, 200 mm de diâmetro. A piezométrica na caixa de transição será 807,60 (810,0 – Δh_1), garantindo, assim, pressões positivas no interior dessa adutora.

10.3.3.2 Adutora por recalque

Os diâmetros das adutoras por recalque, normalmente, são escolhidos com base num critério econômico, no qual são consideradas não somente as despesas com a tubulação, mas também com os conjuntos elevatórios, pelos motivos expostos a seguir:

- um diâmetro pequeno para a tubulação ocasiona uma perda de carga maior e, por conseguinte, uma altura manométrica e potência do conjunto motobomba mais elevadas; consequentemente, o preço do conjunto elevatório é maior e as despesas com energia também, embora o custo da tubulação seja menor;
- um diâmetro maior para a tubulação implica despesa mais elevada para sua a implantação; entretanto, proporciona menor perda de carga e, com isso, a potência fica reduzida, resultando em custo menor para a aquisição e operação dos conjuntos elevatórios.

Assim, o diâmetro da adutora mais conveniente economicamente é aquele que resulta em menor custo total das instalações, considerando o dispêndio de capital com a estação elevatória e tubulação, juntamente com as despesas com a energia consumida e outros custos de operação, conforme mostrado na Figura 10.6. A Equação de

Bresse apresentada a seguir sintetiza os resultados normalmente obtidos por essa análise econômica:

$$D = K\sqrt{Q} \qquad (10.7)$$

Em que:
D: diâmetro da adutora de recalque, em m;
Q: vazão aduzida, em m³/s;
K: fator da fórmula de Bresse.

O valor de "K" depende de alguns fatores econômicos e, portanto, oscila bastante ao longo do tempo. Os valores mais frequentes estão entre 0,8 e 1,4. Por medida de segurança é usual adotar-se "K" igual a 1,2 nas estimativas preliminares.

Considerando a vida útil dos projetos de instalações de recalque, os gastos com energia, muitas vezes, ultrapassam os custos de investimento das instalações, sendo responsáveis por 50%, aproximadamente, das despesas das companhias de saneamento (Clingenpeel, 1983 *apud* Pimentel, 2002) e, portanto, é a despesa operacional de maior relevância na determinação do diâmetro econômico das adutoras.

Um exemplo simplificado é mostrado a seguir, para ilustrar o procedimento de cálculo usado na escolha do diâmetro de uma adutora por recalque. Como os dispêndios são realizados em tempos distintos, as despesas são atualizadas, utilizando a metodologia do *Valor Presente*, para fazer a comparação entre os diâmetros a serem analisados. Na prática uma análise mais detalhada deveria considerar o crescimento da vazão ao longo do período de projeto, o aumento provável da perda de carga com o tempo, custos mais apurados de tubulação, conjuntos elevatórios, válvulas, equipamentos elétricos etc., e a inclusão de outros custos operacionais e de manutenção.

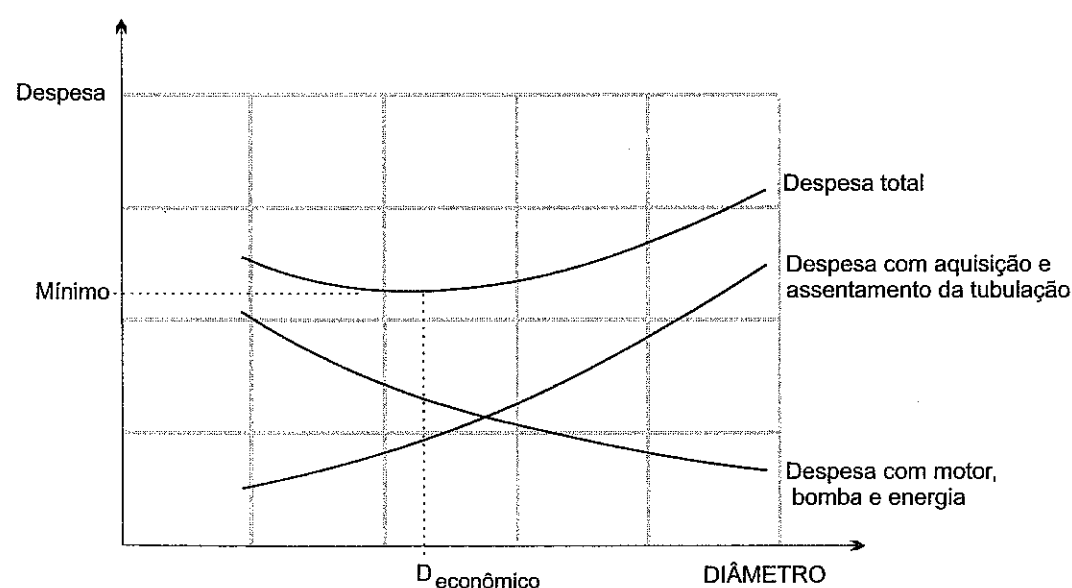



Figura 10.6 - Despesas e diâmetro econômico em adutora por recalque

Exemplo 10.3

Dimensionar uma adutora, com base em critérios econômicos, para conduzir em média a vazão de 220 L/s e no máximo de 260 L/s, a uma altura geométrica de 40 m numa extensão de 10 km. As principais despesas são: R$1,83 por diâmetro (em mm) e por comprimento de tubulação (em m) assentada em área rural; R$15.000,00 por kW de conjunto motobomba instalado, com reserva de 50%; R$ 0,08 por kWh de energia consumida. Considerar a taxa de descontos de 12% ao ano, rugosidade interna da tubulação de 0,5 mm, temperatura da água de 20° C e alcance de 25 anos para o projeto.

Solução

A aplicação da fórmula de Bresse, com K = 1,2 e Q = 0,22 m³/s fornece o valor D = 0,56 m, base para a escolha dos diâmetros comerciais analisados de 500, 600 e 700 mm, mostrados na tabela a seguir.

Tabela 10.1 - Comparação técnica e econômica para escolha do diâmetro da adutora

Valores calculados	Diâmetro da adutora (mm)			Equacionamento
	500	600	700	
a) Altura geométrica (m)	40	40	40	
b) Perda de carga para Q = 220 l/s	25,8	10,0	4,5	
c) Perda de carga para Q = 260 l/s	35,9	13,9	6,3	
d) Velocidade média (m/s)	1,1	0,9	0,7	
e) Altura manométrica máxima	75,9	53,9	46,3	(e) = (a) + (c)
f) Potência[1] máxima (kW)	277	196	169	(f) = 9,81.0,26. (e) / 0,70
g) Potência instalada do motor (kW)	415	295	253	(g) = 1,5. (f)
h) Potência[1] média utilizada (kW)	203	154	137	(h) = 9,81.0,22. [(a)+(b)] / 0,70
Custo do capital: (R$1000)				
i) Tubulação	9.150	10.980	12.810	
j) Bombas	6.223	4.419	3.796	
k) Total do custo do capital	15.373	15.399	16.606	
Valor presente dos custos para 25 anos e taxa de descontos de 12% a.a. : (R$1.000)				
l) Capital inicial	15.373	15.399	16.606	
m) Renovação de bombas em 20 anos[2]	645	458	394	
n) Despesa com energia em 25 anos[3]	1.115	847	854	
Valor presente total	17.133	**16.704**	17.753	

Observações:
(1) Potência em kW = 9,81.Q.H /η (Q em m³/s, H em m e o rendimento η = 0,70)
(2) Valor presente = Custo x $1/(1+j)^n$, em que j = 0,12 e n = 20 anos
(3) Valor presente = Custo anual de energia x $[(1+j)^n-1)/j(1+j)^n]$, em que j = 0,12 e n = 25 anos

Uma análise fundamentada no custo inicial de implantação somente poderia resultar na escolha do diâmetro de 500 mm por apresentar o menor valor de capital investido. Entretanto, levando em conta a metodologia apresentada na

tabela anterior, o valor presente dos custos, para 25 anos de projeto e taxa de 12% a.a., mostrou que o diâmetro de 600 mm para essa adutora é a solução mais vantajosa, sob o ponto de vista econômico-financeiro.

10.3.3.3 Pressão de trabalho na tubulação

A pressão no escoamento é determinante na espessura e nas características necessárias do material dos tubos e equipamentos, bem como dos blocos e estruturas de ancoragem de tubulações, conexões e equipamentos que deverão receber os esforços resultantes dessa pressão. Dessa maneira, pressões excessivamente altas elevam os custos do material e da instalação da adutora. Pressões muito pequenas, abaixo da atmosférica, também devem ser evitadas, principalmente se a tubulação tiver parede de pequena espessura, composta de material flexível, pois estará mais sujeita ao colapso estrutural.

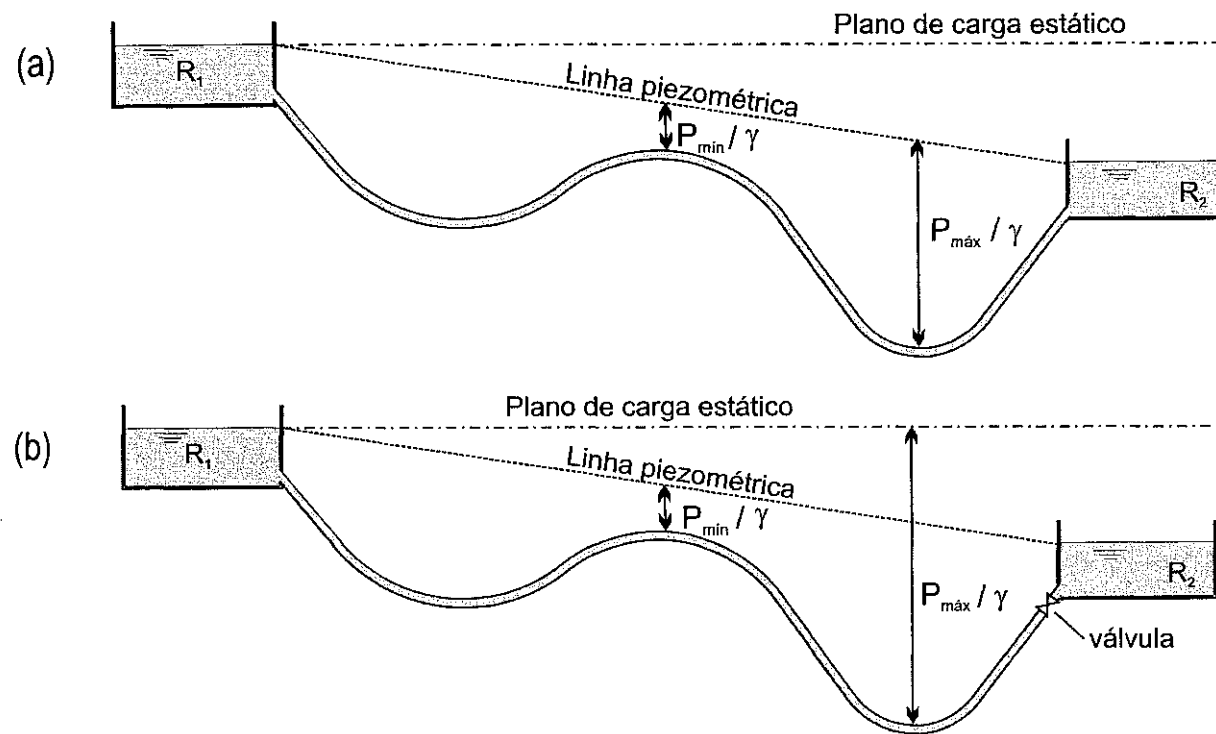
Em regime permanente as pressões dinâmicas máxima e mínima correspondem, respectivamente, à maior e menor distância vertical entre a tubulação e a linha piezométrica, conforme mostra a Figura 10.7 (a). Entretanto, é comum a instalação de válvulas de controle de fluxo na linha. Neste caso, quando a válvula estiver fechada, a pressão estática pode ser superior à dinâmica (Figura 10.7-b).

(a) sem válvula; (b) com válvula a jusante

Figura 10.7 - Pressões máxima e mínima na adutora em regime permanente

Para minimizar o problema de pressões elevadas, pode-se utilizar desde a simples alteração do traçado da adutora, para evitar pontos muito baixos, até válvulas redutoras de pressão ou reservatórios intermediários, que possibilitam o estabelecimento da pressão atmosférica no nível de água, mostrado na Figura 10.8.

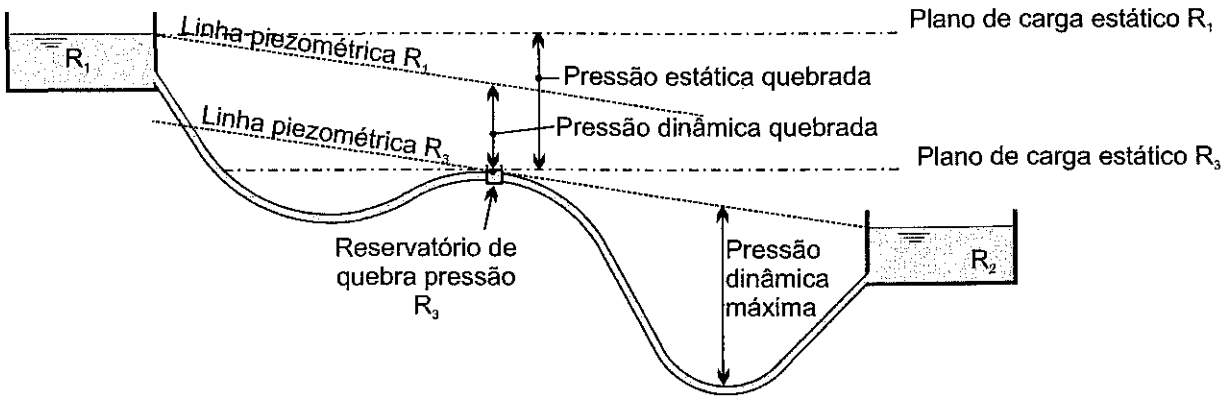



Figura 10.8 - Adutora por gravidade, com reservatório de quebra de pressão

Para especificação da tubulação de uma adutora, é necessário calcular as pressões referidas anteriormente, em regime permanente, e as pressões máximas, considerando a possibilidade de golpe de aríete, tratada no item 10.4, e compará-las com as especificações técnicas fornecidas pelos fabricantes dos tubos e equipamentos. Uma outra condição a ser verificada diz respeito à pressão de teste hidrostática aplicada à canalização a ser assentada, para garantir a estanqueidade, estabelecida na norma brasileira ABNT NBR 9.650. A tabela a seguir sintetiza as condições anteriormente mencionadas e que devem ser respeitadas numa especificação:

Tabela 10.2 - Verificação das pressões para especificação de tubulação

Projeto	Condição	Fabricante
Pressão de cálculo em regime permanente	$\leq$	Pressão de serviço admissível
Pressão máxima de cálculo, incluindo o golpe de aríete	$\leq$	Pressão máxima de serviço
Pressão hidrostática	$\leq$	Pressão de teste admissível

10.3.3.4 Etapas de implantação das tubulações

As adutoras podem ser implantadas em uma ou mais etapas, por meio de tubulações em paralelo. A existência de mais de uma linha oferece melhor segurança à manutenção do abastecimento. Entretanto, para se decidir sobre a melhor alternativa, há de se considerar outros fatores também, como por exemplo:

- se existe espaço para assentamento de outra tubulação na faixa de assentamento da primeira linha ou em outro caminho;

- se o período de tempo entre a primeira etapa e a seguinte, definido pela evolução da vazão demandada, justifica mais do que uma etapa;
- se a implantação de outra tubulação apresenta viabilidade econômico-financeira.

Para analisar o último fator apontado, considere uma adutora cuja vazão inicial seja "Q" e que após "n" anos a vazão seja "2Q". A questão que se coloca é o assentamento da adutora em uma etapa somente para a vazão "2Q" ou, se é mais conveniente sob o aspecto econômico-financeiro, o assentamento de uma linha para uma vazão "Q" e a duplicação desta linha após "n" anos.

Um estudo hidráulico da adutora mostra que, para uma dada carga hidráulica, a vazão "Q" é proporcional a "D^x", em que "D" é o diâmetro da tubulação e "x" igual a 2,5, de acordo com a Equação Universal de perda de carga, ou igual a 2,63, quando utilizado Hazen-Williams para esse cálculo. Assim, para dobrar a capacidade de vazão da tubulação, o diâmetro do tubo deve aumentar em torno de 30%. Considerando que as despesas com a adutora sejam proporcionais ao diâmetro, a duplicação da adutora pode ser considerada viável do ponto de vista econômico e financeiro se o valor presente desta duplicação for menor que o valor presente da adutora para a vazão "2Q", implantada no início do projeto, ou seja,

$$R\$\ X + R\$\ X\ /\ (1+j)^n \leq 1{,}3\ R\$\ X,$$

em que "R$ X" é o valor das despesas de uma adutora para a vazão "Q" e a taxa anual de juros "j". A expressão resultante dessa análise, apresentada a seguir, mostra que, para uma taxa de juros de 12% a.a., seriam necessários mais de 10,6 anos entre as etapas, para que a duplicação fosse viável do ponto de vista econômico-financeiro.

$$1\ /\ (1+j)^n \leq 0{,}3$$

10.3.3.5 Entrada e saída de ar nas adutoras

As águas contêm em torno de 2% de ar dissolvido. Esse ar em regiões de baixa pressão tende a ser liberado e se acumula em pontos mais altos da tubulação, formando bolhas, conforme mostra a Figura 10.9 (a). Tomadas d'água e poços de sucção de bombas inadequados, com presença de vórtices, podem também causar entrada de ar na tubulação. Contudo, o principal motivo de entrada de ar tem sido a interrupção do abastecimento de água. Se este não é removido, a seção de escoamento fica reduzida, conforme mostra a Figura 10.9 (b), ocasionando com isso a redução da capacidade de escoamento na tubulação e até mesmo a interrupção do fluxo. Na região da bolha de ar o escoamento se processa como se estivesse em um conduto livre, sem ter, forçosamente, pressão atmosférica na superfície da água. Dependendo da mudança da inclinação do conduto, o escoamento livre pode tornar-se forçado novamente, por

um processo gradual (Figura 10.9-b), ou bruscamente variado, por meio de um ressalto hidráulico (Figura 10.9-c), nesse último caso, gerando maior perda de carga localizada e redução de vazão.

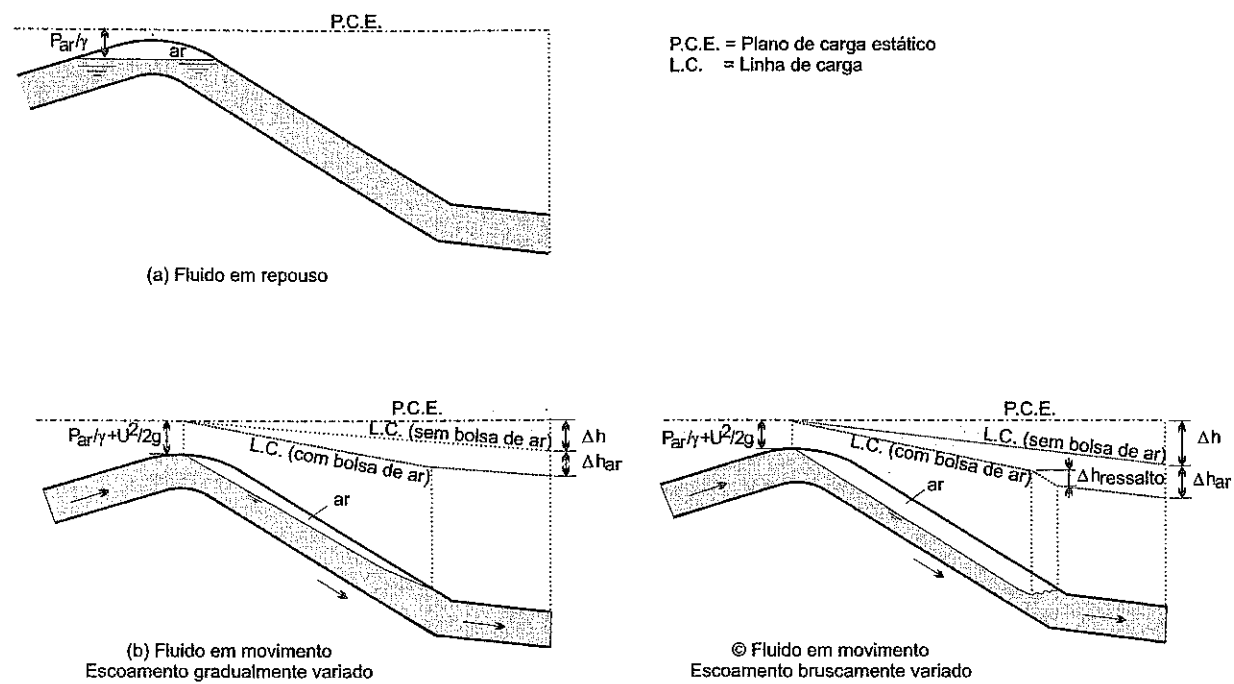



Figura 10.9 - Bolsa de ar dentro de um conduto com água

O ar tende a se mover em bolsas, que podem ser levadas para frente em um declive descendente ou subir contra o fluxo, dependendo da declividade da tubulação. O ar que não é arrastado naturalmente pelo fluxo deve ser removido mecanicamente, por meio de válvulas de ar denominadas ventosas.

Pesquisas realizadas por Kent (Tsutiya, 2004) indicam que, nos escoamentos com velocidades inferiores à velocidade crítica (V_c), dada pela equação mostrada a seguir, o ar deve ser retirado por meio de ventosas.

$$V_c = 1{,}36\sqrt{gD\,sen\,\theta} \qquad (10.8)$$

Em que:
V_c: velocidade crítica, em m/s;
g: aceleração da gravidade, em m/s²;
D: diâmetro da tubulação, em m;
θ: ângulo que a tubulação a jusante do ponto alto forma com a horizontal, em graus.

- Ventosas

As ventosas são aparelhos dotados de flutuadores, que acompanham o nível da água. Assim, quando o nível de água desce, o niple de descarga se abre, permitindo a passagem de ar; se o nível da água sobe, o flutuador também sobe, vedando o orifício

do niple de descarga. Dependendo da vazão de ar a escoar, as ventosas podem ter uma ou duas câmaras, conforme mostra a Figura 10.10, denominadas, respectivamente, de ventosas simples e de tríplice função. A ventosa de tríplice função tem uma câmara que trabalha como uma ventosa simples, e a outra tem um orifício de maior dimensão que permite a operação de grandes vazões de ar e trabalha a baixas pressões. A ventosa simples é mais utilizada para expelir o ar deslocado pela água, no processo de enchimento da adutora, bem como as bolhas de ar que venham a se formar durante a operação. As ventosas tríplices, além da função atribuída às ventosas simples, admitem ar durante o esvaziamento da tubulação, a fim de evitar depressões no seu interior e, por conseguinte, o colapso do conduto.

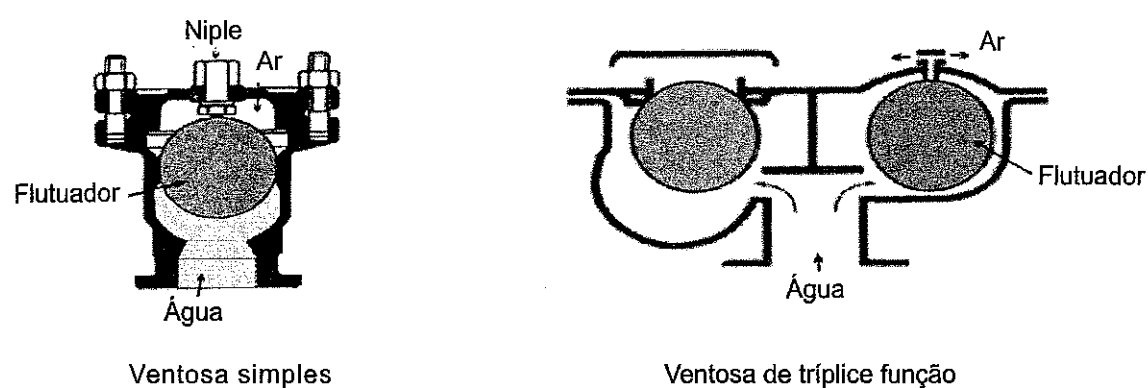



Figura 10.10 - Ventosas

As ventosas são montadas sobre uma tomada vertical na parte superior da canalização, normalmente com a utilização de um tê. Para manutenção, esse equipamento é geralmente precedido de um registro de gaveta.

A remoção do ar durante o processo de enchimento de água da adutora é uma das principais funções das ventosas, pois sem isso o funcionamento da adutora não seria possível. A Figura 10.11 mostra o enchimento de uma adutora por gravidade, alimentada pelos reservatórios R_1 e R_2, na qual o escoamento foi bloqueado, pela falta de uma ventosa instalada no ponto mais alto da tubulação, ou pelo mau funcionamento desta. Essa situação ocorre quando H_1 é igual a H_2. Se houvesse a retirada do ar a carga de água H_1 seria maior que H_2 e o escoamento se processaria.

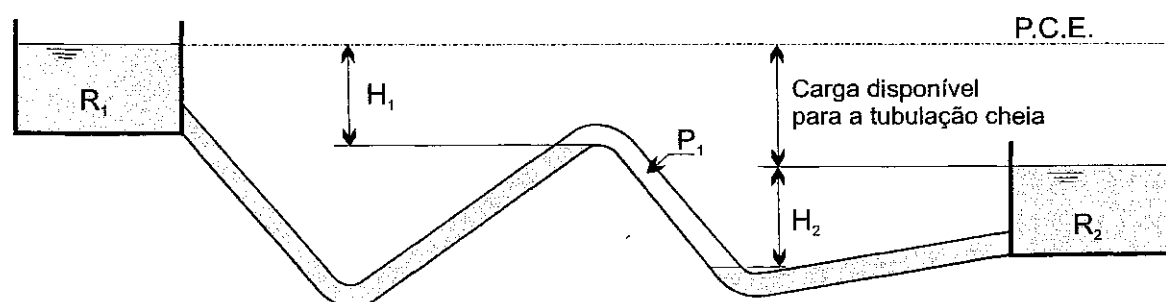



Figura 10.11 - Bloqueio do escoamento

- Dimensionamento das ventosas

Num dimensionamento preliminar, adota-se para diâmetro da ventosa "dv" valor igual ou superior a 1/8 do diâmetro da tubulação (dv ≥ D/8). Entretanto, o dimensionamento mais apropriado é realizado considerando-se a vazão da linha e um diferencial de pressão entre a atmosfera e o interior da ventosa de 3,5 m.c.a., aproximadamente. A figura a seguir mostra o gráfico fornecido por um fabricante de ventosa, para seleção do seu diâmetro nominal (DN). Para exemplificar, é mostrado neste gráfico um ponto, cuja vazão de adução é igual a 300 L/s e o diferencial de pressão é de 3,5 m.c.a., conforme a recomendação. Desta maneira, a ventosa indicada para atender à descarga ou admissão de ar nessa adutora deve ter DN 100.

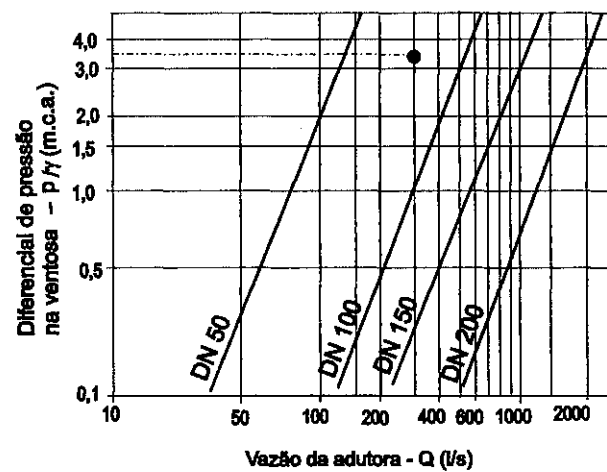



Figura 10.12 - Gráfico para seleção do tamanho da ventosa de tríplice função

A norma ABNT 591/91 recomenda o dimensionamento das ventosas para atender as seguintes condições:

- descarregamento de vazão de ar igual à vazão de água na adutora, em condições de enchimento desta com velocidade máxima de 0,30 m/s;
- admissão de vazão de ar igual à vazão máxima de água que pode sair pela descarga mais próxima à ventosa, em condições normais de operação;
- admissão de vazão de ar suficiente para evitar o colapso da adutora, em condições de escoamento variado.

- Locais de instalação de ventosas

As ventosas são instaladas onde existe a tendência de acúmulo de ar, de uma maneira geral, nos pontos mais altos da tubulação. Além desses pontos, deve-se instalar ventosas nos pontos altos, imediatamente antes e logo após as descargas de água das adutoras, para facilitar a entrada de ar, quando as descargas estiverem em operação. Outro local em que a instalação de uma ventosa torna-se necessária corresponde ao ponto em que a linha piezométrica, relativa à descarga de um trecho da adutora, corta esta adutora.

Por isso, o perfil da adutora é determinante para a localização deste equipamento. A norma brasileira recomenda um traçado formado por trechos ascendentes longos, com pequena declividade, seguido de trechos descendentes curtos, com maior declividade, pois isso facilita o acúmulo de ar nos pontos mais altos e reduz o arraste de bolsas de ar contrárias ao fluxo, facilitando a localização dos pontos de ventosa. As declividades dos trechos ascendentes não devem ser inferiores a 0,2%, e, nos trechos descendentes, as declividades não devem ser inferiores a 0,3%, mesmo em terrenos planos. A Figura 10.13 ajuda a esclarecer a conformação do perfil de tubulação citado anteriormente e a Figura 10.14, a localização de ventosas e descargas para um dado perfil de tubulação.

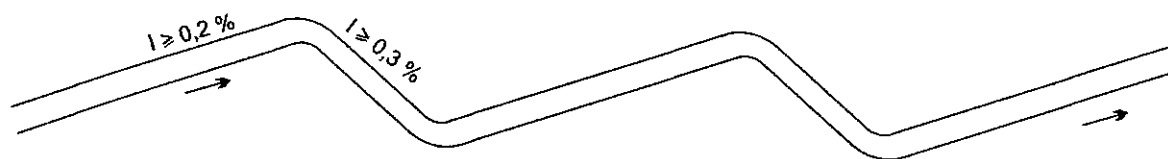



Figura 10.13 - Declividades recomendadas para as tubulações

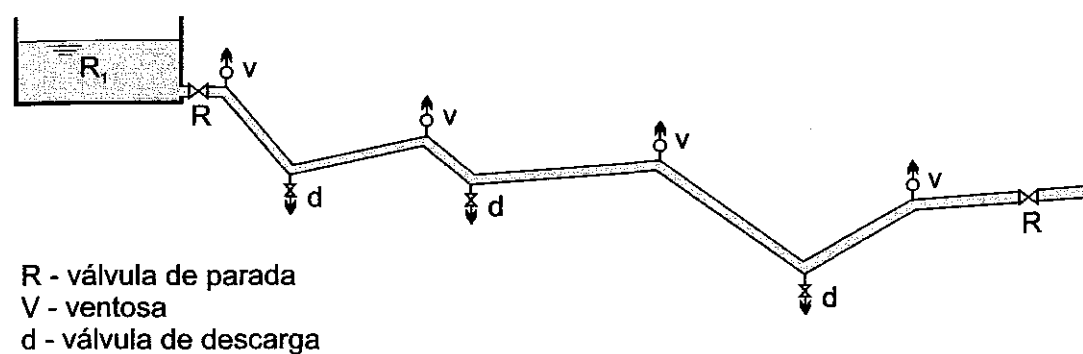



Figura 10.14 - Localização das ventosas e descargas para um perfil de tubulação

10.3.3.6 Descargas nas adutoras

Cuidados especiais também devem ser tomados nos pontos baixos das adutoras, com a instalação de válvulas de descarga, para proporcionar o esvaziamento completo do trecho da adutora. A necessidade de esvaziamento da adutora ocorre normalmente na fase de pré-operação, por ocasião da limpeza e desinfecção da tubulação, e, posteriormente, para drenar a linha quando alguma parte desta necessita de manutenção ou mesmo limpeza dos resíduos sólidos eventualmente decantados após algum tempo de uso. O escoamento deve ocorrer por gravidade, porém, caso não seja possível, é comum a utilização de bombas para completar o esvaziamento.

Dependendo do desnível do trecho a ser esgotado, a velocidade do escoamento pode ser muito elevada, devendo ter sua energia cinética dissipada e o seu efluente convenientemente encaminhado ao sistema receptor, tal como os córregos e galerias de águas pluviais. Outro inconveniente gerado pela alta velocidade é a cavitação, que pode

danificar rapidamente a válvula de descarga. Nesse caso, uma placa de orifício inserida antes da válvula reduz o diferencial de pressão e os riscos de cavitação.

Os diâmetros dessas descargas são condicionados pelo tempo requerido para esvaziamento do trecho da linha e pela velocidade mínima necessária ao arrasto do material eventualmente sedimentado. Como regra prática utiliza-se diâmetro superior a 1/6 do diâmetro da tubulação ($d_d \geq D/6$).

10.3.4 Condutos livres

Nos trechos em conduto livre, adota-se, usualmente, a hipótese de regime uniforme de escoamento excetuando-se segmentos específicos, tais como entradas e saídas de canais, trechos em queda, caracteristicamente correspondentes ao escoamento gradual e bruscamente variado.

Nos itens a seguir são apresentadas indicações para projeto e dimensionamento de adutoras em escoamento livre enfocando-se, sobretudo, o escoamento uniforme.

10.3.4.1 Dimensionamento na hipótese de escoamento uniforme

A hipótese de escoamento uniforme é descrita matematicamente pela Fórmula de Chézy, com a seguinte expressão:

$$U = C\sqrt{R_h I} \tag{10.9a}$$

Sendo:
U: Velocidade média, em m/s;
C: Coeficiente de resistência de Chézy;
R_h: Raio Hidráulico, em m;
I: Declividade, em m/m.

Para a definição do Coeficiente de Chézy, de caráter fundamentalmente empírico, destacam-se as expressões de Kutter, Bazin e Manning, sendo esta a mais difundida atualmente:

$$C = \frac{1}{n} R_h^{1/6} \tag{10.9b}$$

Nesta expressão, o Coeficiente de Rugosidade de Manning, "n", traduz a resistência ao escoamento associada à parede do conduto. Assim, chega-se à seguinte expressão de cálculo:

$$U = \frac{1}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \tag{10.9c}$$

Combinando esta expressão com a Equação da Continuidade, vem:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} I^{1/2} \qquad (10.10)$$

sendo "A" a área da seção, em m^2.

É importante assinalar que o escoamento uniforme pode ocorrer tanto em regime fluvial como torrencial, em função da declividade de assentamento da adutora. Maiores detalhes sobre este aspecto podem ser encontrados em publicações específicas.

No estudo hidráulico de adutoras, os problemas de cálculo do escoamento uniforme podem se apresentar de forma distinta, segundo o tipo da variável desconhecida. O primeiro problema corresponde à verificação das condições de funcionamento hidráulico, ou seja, à determinação da capacidade de vazão de um dado conduto. Assim, sendo conhecidas as propriedades geométricas da seção em estudo (A, Rh), pode-se efetuar o cálculo, de forma direta e imediata, para qualquer uma das outras variáveis envolvidas na equação anteriormente apresentada.

O segundo tipo de caso de cálculo corresponde ao dimensionamento propriamente dito, ou seja, deseja-se determinar as dimensões da seção da adutora, em função da vazão, conhecidas a rugosidade e a declividade. Neste caso a variável desconhecida é exatamente a profundidade normal e a resolução do problema implica uma sistemática iterativa ou gráfica, como visto a seguir.

Para seções com geometrias regulares, parametrizáveis, tais como as seções circulares, trapezoidais e retangulares, podem ser utilizadas tabelas e gráficos, como apresentado na Figura A.1 do Anexo A, que possibilitam realizar o cálculo mais facilmente.

A utilização de programas computacionais, tais como o HidroWin, já citado, permite o cálculo do escoamento uniforme de forma simples e rápida.

Para seções complexas, diferentes das seções tabeladas ou constantes dos gráficos disponíveis, torna-se necessário construir gráficos ou tabelas relacionando $AR_h^{2/3}$ em função da profundidade y, de forma similar aos gráficos da Figura A.1 do Anexo A.

Para as seções circulares, de frequente utilização, o cálculo hidráulico é facilitado por meio do uso de tabelas auxiliares, como apresentado na Tabela A.8 do Anexo A, relacionando as condições efetivas de trabalho com as condições de funcionamento à seção plena. O Exemplo 10.4, mais adiante no texto, ilustra uma aplicação prática desta sistemática de cálculo.

Usualmente limita-se a relação y/D a valores próximos de 0,80 de forma a evitar problemas de oscilação abrupta de lâmina d'água, que ocorrem quando o nível de água atinge valores próximos do topo do conduto.

No cálculo do escoamento uniforme, torna-se também necessário determinar o coeficiente de rugosidade "n". Usualmente isto é feito com a utilização de tabelas, encontradas na literatura técnica em grande número, obtidas a partir de ensaios e medições de campo. Devem ser aqui destacados os elementos apresentados na obra

Open-Channel Hydraulics de Ven Te Chow (1959), na qual consta uma extensa lista de coeficientes de rugosidade associados a diversos materiais e situações de utilização. Na Tabela A.9 do Anexo A são apresentados alguns valores de coeficientes de rugosidade usualmente utilizados.

10.3.4.2 Dimensionamento em condições de vazão não definida - Saídas de reservatórios

As situações colocadas no item anterior pressupõem conhecida a vazão em trânsito. Entretanto, podem ocorrer situações em que as vazões e as profundidades não sejam conhecidas, como no caso da saída de um reservatório, alimentando uma adutora.

Assim, supondo um reservatório com um dado nível d'água constante, com velocidade de aproximação nula, alimentando a adutora com rugosidade "n", implantada com uma declividade "I", podem ocorrer duas situações distintas:

- se a declividade da adutora for igual ou superior à crítica, ocorrerá a profundidade crítica na saída do reservatório e a vazão crítica será transportada;
- se a declividade da adutora for inferior à crítica, ocorrerá a profundidade normal logo à saída do reservatório, sendo a vazão transportada correspondente ao escoamento uniforme em regime fluvial.

Para definir a real condição de funcionamento, pode-se adotar a seguinte sistemática de cálculo:

- supondo que a profundidade crítica ocorra à saída do reservatório, resolver o sistema de equações para Q e y_c:

$$H_r = y_c + (1 + C_e)\frac{Q^2}{2gA^2} \qquad (10.11a)$$

$$Q^2 B = gA^3 \qquad (10.11b)$$

Em que:
H_r é a profundidade do reservatório em relação ao nível de entrada do canal e C_e é um coeficiente de perda de carga na entrada da adutora, usualmente adotado entre 0,3 e 0,5;
A e B são, respectivamente, a área e a largura superficial, funções de y_c.

- determinar a declividade crítica:

$$I_c = \left(\frac{Qn}{AR_h^{2/3}}\right)^{1/2} \qquad (10.12)$$

- pela comparação da declividade crítica com a declividade real da adutora (I_o), pode-se, em seguida, identificar a situação real de operação:
  - se a declividade da adutora for igual à crítica, tanto a vazão como a profundidade calculadas estão corretas;
  - se a declividade da adutora for superior à crítica, apenas a vazão está correta. A linha d'água pode ser definida sabendo-se que a profundidade crítica ocorre à saída do reservatório e esta tende, em seguida, para a profundidade normal, correspondente ao escoamento uniforme, calculada pela fórmula de Manning;
  - se a declividade da adutora for inferior à crítica, a vazão e a profundidade calculadas estão incorretas tendo em vista que a adutora funciona em regime fluvial. Torna-se, portanto, necessário recalcular a profundidade de escoamento e a vazão em trânsito, como se segue:

Calcular a profundidade normal fluvial logo após a saída do reservatório:

$$H_r = y + \frac{(1+C_e)}{2gn^2} R_h^{4/3} I \qquad (10.13)$$

Calcular a vazão real, com a fórmula de Manning, sabendo-se que A e R_h são dependentes da profundidade y, definida pela Equação 10.14:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} I^{1/2} \qquad (10.14)$$

10.3.4.3 Indicações gerais de projeto

O projeto de adutoras em escoamento livre apresenta várias especificidades, ligadas tanto a situações hidráulicas particulares, tais como curvas e transições, como tecnológicas, tais como escolha de materiais e revestimentos. O tratamento exaustivo destas questões escapa, evidentemente, ao objetivo deste texto.

A norma brasileira ABNT NBR 591/91 recomenda a verificação de alguns aspectos hidráulicos específicos quando do projeto das adutoras. Estes pontos são discutidos, de forma sucinta, a seguir.

Primeiramente coloca-se a questão das velocidades, que devem estar compreendidas entre valores máximos e mínimos, de forma a minimizar, respectivamente, desgastes na estrutura e deposições de material sólido. Assim, no tocante às velocidades máximas, estas devem estar limitadas aos valores apresentados na Tabela A.10 do Anexo A.

Quanto às velocidades mínimas, caso haja possibilidade de carreamento de material, recomendam-se valores limites, apresentados na Tabela A.11, do Anexo A, de modo a se evitar a deposição de sólidos hidrotransportados. Evidentemente, no caso de adutoras transportando água tratada, os valores de referência apresentados podem ser desconsiderados.

Outro ponto a ser aqui destacado corresponde à utilização, em projeto, de condutos com seção transversal fechada. Nestes casos, segundo a norma brasileira, o tirante de água deve corresponder à **seção de máxima eficiência**, ou seja, à condição de minimização do perímetro molhado, levando à otimização hidráulica do conduto. As características das seções de máxima eficiência usualmente utilizadas são apresentadas na Figura A.2 do Anexo A.

É importante salientar que as seções de máxima eficiência não representam, forçosamente, as condições de maior vazão ou de menor custo. Os aspectos tecnológicos de implantação e a adoção de critérios de operação distintos podem levar a soluções finais de engenharia bastante distintas daquelas obtidas com a adoção do princípio de máxima eficiência hidráulica. Este aspecto poderá ser visto no Exemplo 10.4.

Outro aspecto importante a salientar diz respeito à adoção da hipótese de escoamento uniforme, usualmente adotada no dimensionamento das adutoras. A hipótese corresponde, em muitos casos, a uma simplificação das condições reais de funcionamento hidráulico. Assim, antes de se efetuar o dimensionamento final e definitivo em locais que possam ser observadas situações hidráulicas particulares, tais como em trechos com possibilidade de remanso, transições, confluências, é importante a determinação da linha d'água em condições mais realistas, correspondentes ao escoamento gradualmente variado. Recomenda-se aqui a consulta a publicações específicas de hidráulica (Baptista e Coelho, 2003), bem como a utilização de programas computacionais (tais como o HidroWin, já citado), que permitem o cálculo destas situações de forma rápida e segura.

Da mesma forma, pode ser necessária a previsão de estruturas de dissipação de energia junto a quedas e pontos de despejos. Estas situações correspondem ao escoamento bruscamente variado, sendo que seu tratamento deve ser também efetuado de acordo com as indicações constantes de publicações específicas de hidráulica (Baptista e Coelho, 2003).

Exemplo 10.4

Dimensionar uma adutora com tubos circulares pré-moldados de concreto para uma vazão de 1.100 l/s, implantada com declividade de 1,7%.

Solução

Tratando-se de conduto com seção transversal fechada, a norma brasileira NB 591 preconiza adotar-se seção de máxima eficiência. Assim, o tirante de água em condutos circulares está limitado a 50% do diâmetro.

Em se tratando de tubos de concreto, a velocidade máxima de escoamento é 5 m/s e o coeficiente de rugosidade é de 0,013.

Fixando y/D = 0,50, pela Tabela A.8 do Anexo A, tem-se que $Q_x/Q_p = 0,50$

$Q_p = Q_x / 0{,}50 \Rightarrow Q_p = 1{,}1\ m^3/s / 0{,}50 = 2{,}2\ m^3/s$

mas $Q_p = \dfrac{0{,}1}{n} \pi D^{8/3} I^{1/2} \Rightarrow D = (0{,}6982)^{3/8} = 0{,}87\ m$

Adotando o diâmetro comercial imediatamente superior, D = 1,00 m, tem-se:

$Q_p = 3{,}1509\ m^3/s$

$\Rightarrow Q_x/Q_p = (1{,}1\ m^3/s) / (3{,}1509\ m^3/s) = 0{,}3491$

Pela Tabela A.8 do Anexo A $\Rightarrow$ y/D = 0,42 < 0,50 $\Rightarrow$ tirante satisfatório

$\Rightarrow U_x/U_p = 0{,}91$

$$U_p = \frac{0{,}4}{n} D^{2/3} I^{1/2} = 4{,}01\ m/s$$

$\Rightarrow U_x = 0{,}91 \times 4{,}01\ m/s = 3{,}65\ m/s < 5{,}00\ m/s \Rightarrow$ velocidade satisfatória

Se o princípio de adoção do critério de máxima eficiência não fosse adotado, o emprego do diâmetro de 0,80 m levaria a um valor de y/D = 0,58 e a uma velocidade de 3,64 m/s, perfeitamente satisfatória.

Exemplo 10.5

Calcule a vazão em uma adutora retangular em concreto, com rugosidade 0,015, largura de 1,30 m e declividade de 0,04%, abastecida por um reservatório com nível d'água situado a 0,70 m acima da entrada.

Solução

Supondo coeficiente de perdas na entrada igual a 0,40 e utilizando as Equações 10.11a e 10.11b, tem-se:

$$0{,}70 = y_c + (1 + 0{,}40)\frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$Q^2\, 1{,}30 = g\left(1{,}30 y_c\right)^3$$

Resolvendo o sistema de equações, resulta:

$\Rightarrow y_c = 0{,}41m$ e $Q = 1{,}07 m^3/s$

Levando este valor à Equação 10.11, pode-se definir:

$I_c = 0{,}0058\ m/m$

Como I (0,04%) é menor do que I_c (0,58%), tanto a profundidade como a vazão calculada não correspondem às condições reais de funcionamento, pois o canal funciona em regime fluvial. Torna-se necessário recalcular a profundidade e a vazão para esta condição de funcionamento. Assim, utilizando a Equação 10.12, tem-se:

$$H_r = y + \frac{(1+C_e)}{2gn^2} R_h^{4/3} I_0$$

$$0{,}70 = y + \frac{(1+0{,}40)\left(\frac{1{,}30.y}{1{,}30+2y}\right)^{4/3}}{2 \times 9{,}81 \times (0{,}015)^2} \times 0{,}0004 \Rightarrow y = 0{,}67 \text{ m}$$

Levando à fórmula de Manning, tem-se:

$$Q = \frac{1}{0{,}015} \times \frac{(0{,}67 \times 1{,}30)^{5/3}}{(1{,}30 + 2 \times 0{,}67)^{2/3}} \times 0{,}0004^{1/2} = 0{,}554 m^3/s$$

Assim, a vazão efetivamente em trânsito na adutora é 554 L/s.

10.4 Transientes hidráulicos em condutos forçados

10.4.1 Definição

O termo transiente refere-se a alguma situação em que o escoamento varia com o tempo, modificando a vazão, e consequentemente sua velocidade. Se esta mudança é lenta, a compressibilidade não afeta significativamente o escoamento e o movimento do fluido pode ser considerado como de um corpo sólido; neste caso seu estudo é conhecido como **oscilação de massa**. Entretanto, quando a mudança é rápida, surge uma onda de pressão que percorre toda a tubulação. Os choques violentos das ondas de pressão sobre as paredes do conduto e o som destes, semelhante ao vaivém de um aríete, fez com que o transiente hidráulico em condutos forçados, conduzindo água, fosse também conhecido por **golpe de aríete**.

10.4.2 Celeridade

As ondas de pressão do golpe de aríete são do tipo elástica, cuja celeridade efetiva de propagação é expressa em termos de propriedades físicas do fluido e da tubulação

pela equação apresentada a seguir. O numerador dessa equação representa fisicamente a celeridade teórica de propagação de perturbação no meio fluido infinito, e o denominador, o efeito do confinamento na propagação da onda na tubulação.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K}{E}\frac{D\Psi}{e}}} \qquad (10.15)$$

Em que:

C: celeridade efetiva de propagação da onda de pressão, em m/s;
K: módulo de elasticidade volumétrica da água, em kgf/m^2;
ρ: massa específica da água, em $kgf.s^2.m^{-4}$;
D: diâmetro da tubulação, em mm;
e: espessura da parede do tubo, em mm;
E: módulo de elasticidade linear do material do tubo, em kgf/m^2;
Ψ: fator relativo à fixação do conduto;
μ: coeficiente de Poisson do material de que é feito o tubo, adimensional.

O fator Ψ pode ser avaliado da seguinte forma, segundo a norma brasileira NBR NB 591/91:

$\Psi = (5/4) - \mu$: conduto ancorado contra movimento longitudinal numa extremidade e livre na outra
$\Psi = 1 - \mu^2$: conduto ancorado sem movimento longitudinal em toda a sua extensão (conduto enterrado)
$\Psi = 1 - (\mu/2)$: conduto com junta de dilatação, entre ancoragens, ao longo de toda a sua extensão
$\Psi = 1$: conduto assentado com juntas de dilatação em toda sua extensão

Os valores de ρ e K para a água a 20° C são, respectivamente, 101,8 $kgf.s^2.m^{-4}$ e $2{,}24 \times 10^8$ $kgf.m^{-2}$. Nessas condições, a celeridade teórica da onda no meio infinito é 1.483 m/s, demonstrando ser muito mais elevada que as velocidades encontradas nos escoamentos em condutos forçados, geralmente inferiores a 5 m/s. A Tabela A.2 do Anexo A mostra alguns valores de ρ e K para outras temperaturas da água. Os valores de E e μ para os materiais mais utilizados na fabricação de tubos são os seguintes:

$E = 2{,}11 \times 10^{10}$ kgf/m^2 e $\mu = 0{,}27$ para o aço;
$E = 1{,}55 \times 10^{10}$ a $1{,}73 \times 10^{10}$ kgf/m^2 e $\mu = 0{,}25$ para o ferro fundido;
$E = 2{,}46 \times 10^8$ a $3{,}52 \times 10^8$ kgf/m^2 e $\mu = 0{,}45$ para o PVC rígido a 20° C.

A intensidade do golpe de aríete depende da compressibilidade do líquido, da elasticidade do tubo e, principalmente, do tempo em que é realizada a alteração da velocidade. Assim, a abertura e o fechamento de válvulas ou a parada de uma bomba, ou mesmo o rompimento da tubulação, estão entre as principais causas do golpe de aríete. Os efeitos danosos decorrentes desse fenômeno são numerosos, podendo-se destacar o rompimento da tubulação, pelo excesso de pressão, e o colapso da tubulação pela depressão.

10.4.3 Descrição do fenômeno em adutoras por gravidade

A figura a seguir mostra o ciclo da propagação de uma onda, para um sistema composto por um reservatório a montante e uma válvula a jusante da tubulação, em que as perdas de carga contínuas e localizadas são desconsideradas, para análise do transiente gerado pelo fechamento da válvula de jusante.

O tempo "t" que uma onda de pressão gasta para sair da válvula após o fechamento instantâneo e chegar ao reservatório é "L/C", sendo "L" o comprimento da tubulação entre a válvula e o reservatório e "C" a velocidade da onda ou celeridade. A referida figura mostra quatro fases desse ciclo, totalizando um período de 4L/C.

1ª fase: começa logo após o fechamento total e instantâneo da válvula e termina quando a frente da onda de pressão (C) atinge o reservatório. Após o fechamento da válvula,a carga cinética é transformada em carga de pressão. Dessa maneira, a tubulação vai se dilatando gradualmente ao longo da tubulação, devido à sobrepressão (ΔH). A velocidade (U) se anula em todo o conduto, quando a onda chega ao reservatório;

2ª fase: começa com o retorno do excesso de água, acumulado na 1ª fase para o reservatório. Com isso, as dimensões e a pressão da tubulação voltam ao normal, gradualmente, a partir do reservatório;

3ª fase: após a fase anterior, na qual toda a tubulação ficou com a mesma carga inicial (H), surge uma depressão ($-\Delta H$), ficando o tubo submetido a uma carga ($H - \Delta H$), a velocidade reduzida a zero e o diâmetro diminuído, a partir da válvula até o reservatório;

4ª fase: o tubo reage para voltar às dimensões iniciais, admitindo água na tubulação proveniente do reservatório, estabelecendo assim um escoamento em direção à válvula. Com isso, as dimensões e a pressão da tubulação começam a voltar ao normal, a partir do reservatório, completando o ciclo na válvula. A partir daí um novo ciclo se inicia.

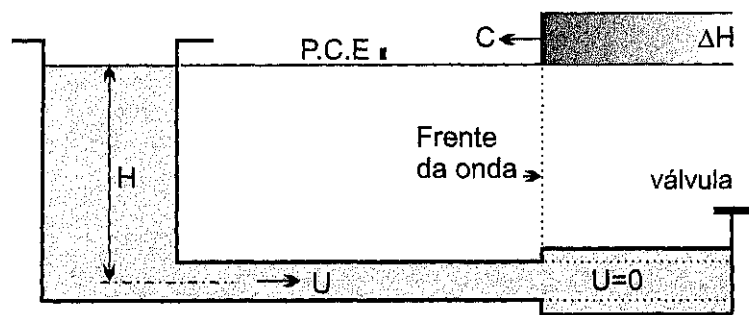
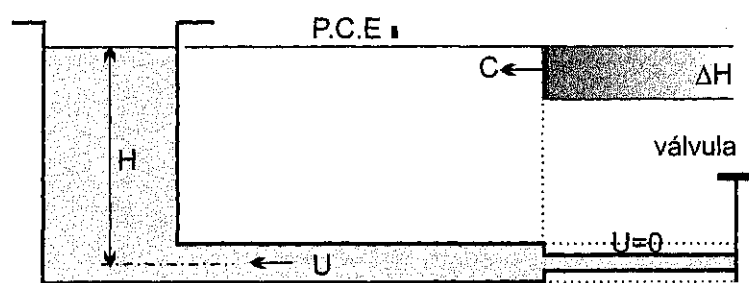
A perda de carga ao longo da tubulação contribui para o amortecimento dos sucessivos golpes de aríete, conforme se pode constatar pelos gráficos mostrados na Figura 10.15.

3ª fase $2L/C < t < 3L/C$

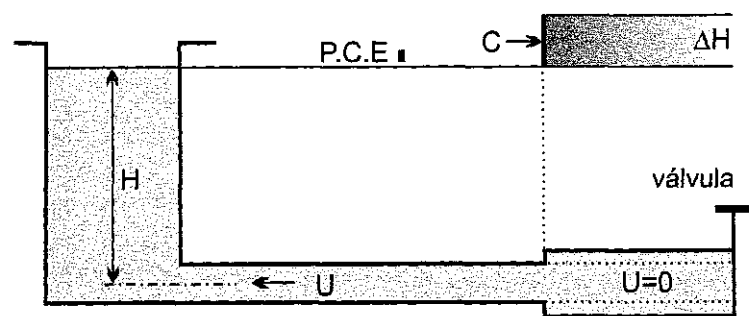
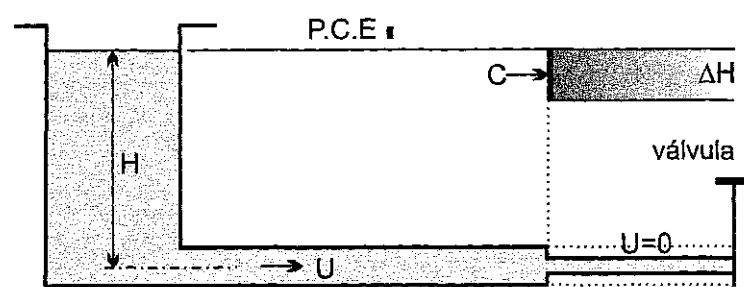
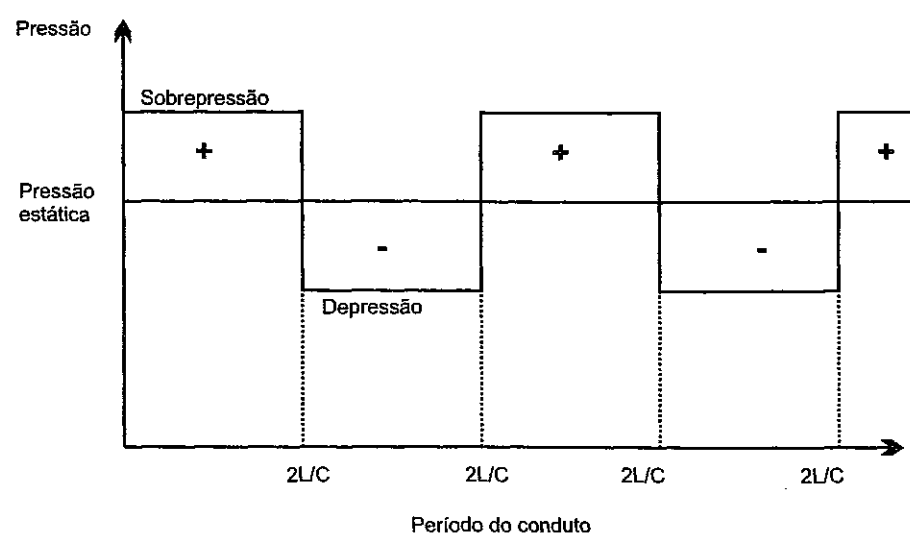
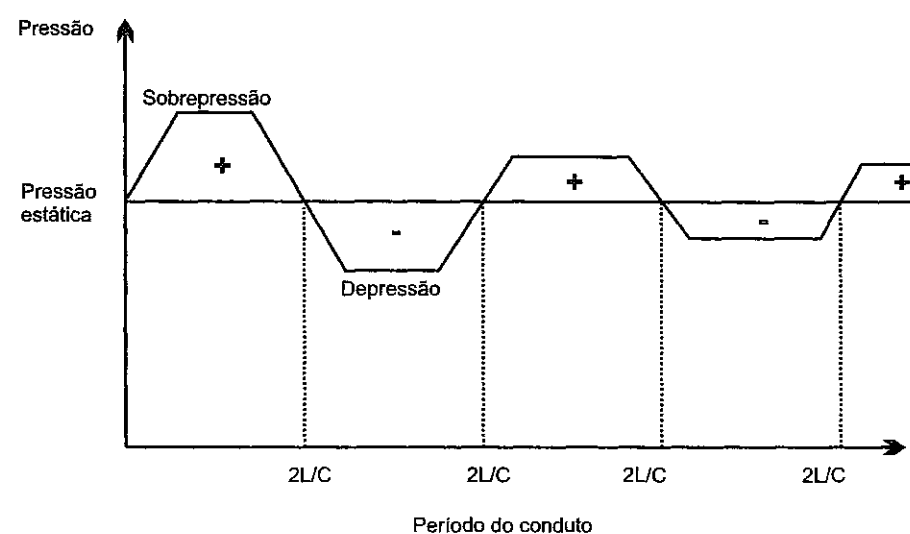
Figura 10.15 - Propagação da onda de pressão no golpe de aríete

2ª fase $L/C < t < 2L/C$

4ª fase $3L/C < t < 4L/C$

(a)

(b)

Figura 10.16 - Evolução da pressão no transiente hidráulico

10.4.4 Processo expedito para avaliação da variação da carga de pressão

O estudo do escoamento transiente é bem mais complexo que o do escoamento permanente, uma vez que o envolvimento da variável "tempo" requer a utilização de equações diferenciais parciais, cuja solução só pode ser realizada através de métodos numéricos (computacionais) ou gráficos. O estudo do golpe de aríete deve ser realizado pelo método das características, segundo a norma brasileira ABNT NBR 591/91 - Projeto

de adutora de água para abastecimento público. A intenção, no presente texto, é apenas apresentar a problemática dos escoamentos transitórios, uma vez que a sua análise completa é muito extensa, necessitando um estudo avançado. Este assunto é tratado em bibliografia especializada, como em Souza (1991) e Wylie e Streeter (1993).

Considerando que é importante que se tenha noção da intensidade do fenômeno, apresenta-se a seguir um processo expedito de avaliação dos valores de sobrepressão e depressão ao longo da tubulação, em que a perda de carga é desconsiderada. As situações analisadas contemplam a possibilidade de manobra rápida em uma válvula e uma manobra lenta. Os resultados encontrados por este processo são superiores aos reais, entretanto, quando a perda de carga é inferior a 5% da pressão estática ou de serviço, os erros são pequenos. Por esse motivo, este processo ainda é utilizado para instalações de pequeno porte, sobretudo tendo em vista que os resultados assim obtidos estão a favor da segurança.

a) Manobra rápida

A manobra é considerada rápida quando o tempo "τ" de fechamento da válvula é inferior ao período em que a onda de pressão gasta para ir ao longo da tubulação e voltar à válvula, ou seja: $\tau \leq 2L/C$. O maior valor da carga de sobrepressão se verifica junto à válvula e é admitido igual ao da subpressão "ΔH". Se a manobra rápida resultar no fechamento total o valor de ΔH é dado pela Equação de Joukovsky, apresentada a seguir:

$$\Delta H_{máx} = \frac{CU}{g} \qquad (10.16)$$

Em que:

$\Delta H_{máx}$: carga de sobrepressão, em mca;
C: celeridade, em m/s;
U: velocidade média da água, em m/s;
g: aceleração da gravidade, em m/s².

O valor de "$\Delta H_{máx}$" é suposto constante até uma distância igual a $(L - C\tau/2)$ da válvula, sendo L o comprimento da tubulação e τ o tempo de manobra da válvula. A partir daí, o valor de "ΔH" reduz linearmente até zero na entrada da tubulação, conforme mostra a figura a seguir.

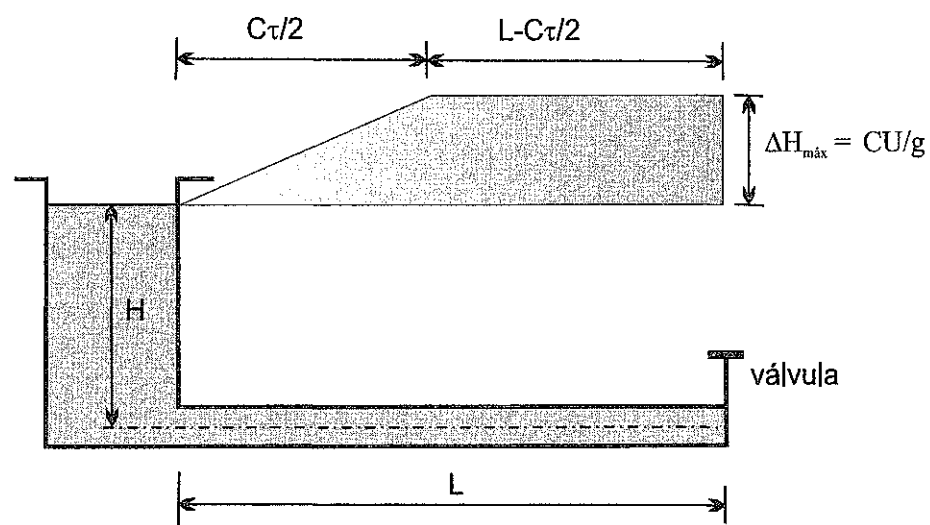



Figura 10.17 - Variação da sobrepressão "ΔH" ao longo da tubulação

A carga total de pressão pode então ser calculada como sendo a soma da carga estática de pressão e a sobrepressão "ΔH".

Para se ter uma ideia da dimensão da sobrecarga de pressão, suponha o caso do fechamento instantâneo de uma válvula que controla o escoamento em um tubo de ferro fundido. Para tanto, vale a pena ressaltar que a sobrecarga de pressão, em uma súbita mudança de velocidade em uma tubulação, é dada pela Equação de Joukovsky. Considerando a celeridade igual 1.200 m/s, aproximadamente, para uma tubulação de ferro fundido e uma variação da velocidade de 1,0 m/s, a sobrecarga de pressão seria de 122 m. Todavia, como resultado da presença de pequenas quantidades de ar dissolvido na água, a velocidade de propagação da onda pode estar entre 900-600 m/s. Mesmo com esse último valor a sobrepressão seria da ordem de 61 m.

b) Manobra lenta

No caso de manobra lenta, o tempo "τ" de fechamento da válvula é superior a 2L/C. A equação mostrada a seguir, atribuída a Michaud, permite calcular o valor da carga de sobrepressão "ΔH":

$$\Delta H_{máx} = \frac{2LU}{g\tau} \qquad (10.17)$$

A Equação 10.15 tem sido aplicada também para se calcular o tempo necessário de fechamento da válvula, para que a pressão total não ultrapasse um limite preestabelecido.

10.4.5 Métodos para controle de transiente

A Equação 10.14 para o cálculo da sobrepressão máxima permite concluir que as reduções dos valores da velocidade média "U" do regime permanente inicial e da celeridade da onda elástica "C" podem controlar um transiente hidráulico, mantendo o valor da sobrecarga mais baixo.

Os parâmetros que podem reduzir a celeridade, conforme mostra a Equação 10.13, na prática, são relacionados às características da tubulação, quais sejam:

- aumento do diâmetro interno "D";
- diminuição da espessura "e" da parede;
- diminuição do módulo de elasticidade "E" do material.

O modo de operação das válvulas (abertura ou fechamento) é muito eficiente no controle dos altos valores de sobrepressão nas instalações, conforme se pode constatar na Equação 10.15 para manobras lentas. Assim, quanto maior for o tempo "τ" menor será a sobrepressão.

Além dos métodos citados anteriormente para controle do transiente hidráulico, é comum na prática da engenharia a utilização de dispositivos de proteção, para eliminar ou mesmo reduzir os efeitos indesejáveis decorrentes do golpe de aríete. A localização satisfatória de alguns desses dispositivos encontra-se indicada na Figura 10.18.

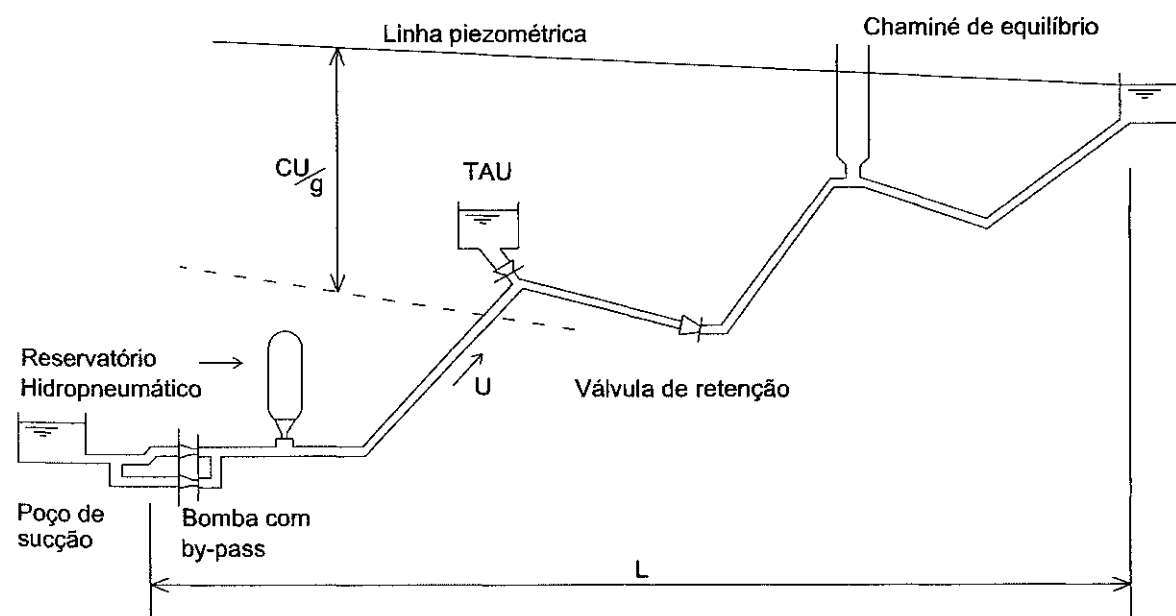



Figura 10.18 - Indicação de localização de alguns dispositivos de proteção contra o golpe de aríete
Fonte: TWORT *et al.* (2000)

- Volante, quando colocado na bomba, aumenta a inércia das partes girantes, reduzindo a taxa de desaceleração da bomba e a correspondente taxa de mudança de vazão, bem como a subpressão. Todavia, para não atingir dimensões exageradas do volante e uma carga excessiva no motor, seu uso fica limitado a pequenas instalações em que a linha de recalque não exceda algumas centenas de metros (Macintyre, 1987).
- Válvula antigolpe de aríete, também conhecida por válvula de alívio, é utilizada numa derivação da tubulação de recalque para combater os problemas de sobre-pressão. Dotada de duas câmaras separadas por um diafragma, conforme mostra a Figura 10.19, a válvula só atua quando solicitada por uma pressão adicional. Nesse momento o diafragma se movimenta liberando um orifício que permite a passagem de água para atmosfera. Com a saída da água, a pressão vai sendo restabelecida.

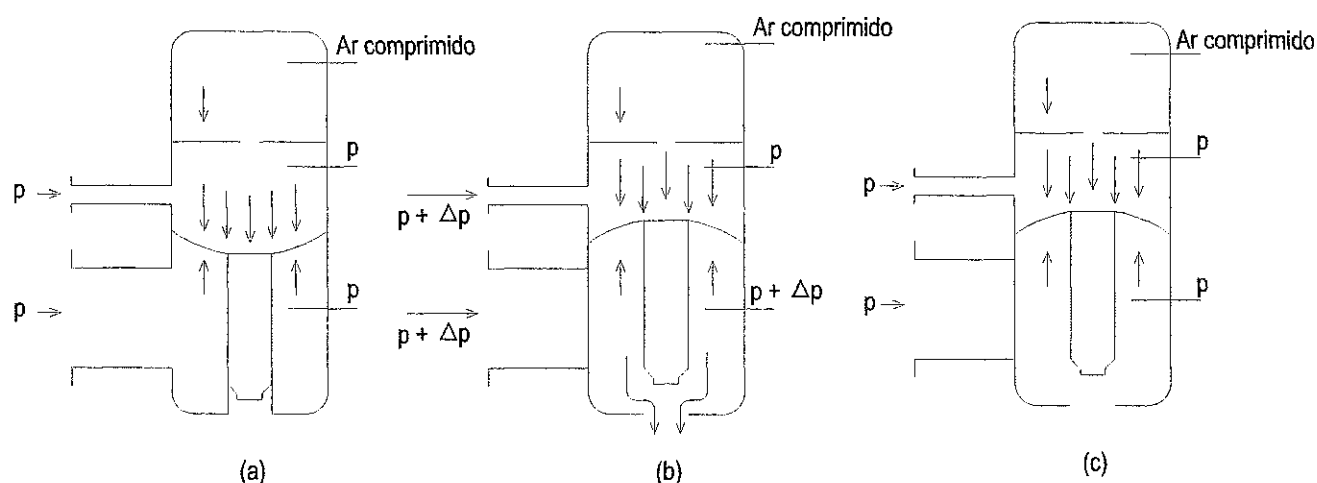



Figura 10.19 - Válvula antigolpe de aríete
Fonte: SILVESTRE (1989)

- O reservatório hidropneumático é um reservatório metálico, onde água e ar são acumulados sob pressão em seu interior. Posicionado logo após a válvula de retenção, permite amortecer tanto a pressão mínima, cedendo uma certa quantidade de água para a tubulação, quanto a pressão máxima, ao receber a água da tubulação, comprimindo o ar (ver Figura 10.20). A manutenção de ar comprimido no reservatório, entretanto, requer cuidados especiais.

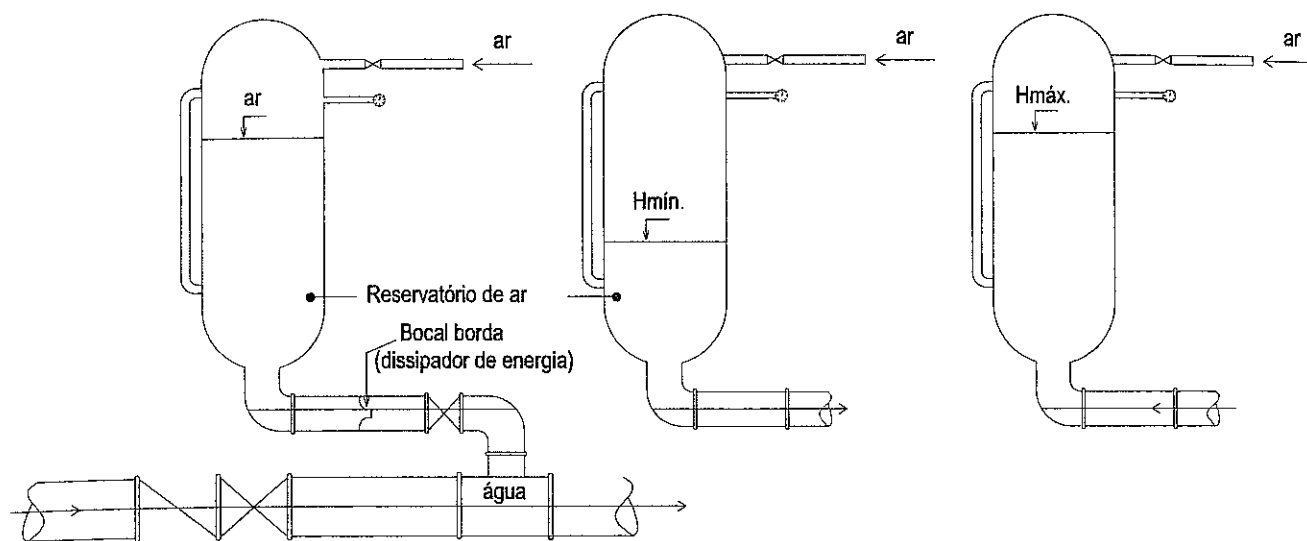



Figura 10.20 - Reservatório hidropneumático

Fonte: MACINTYRE (1987)

- A chaminé de equilíbrio é um dispositivo utilizado para combater tanto subpressões quanto sobrepressões. Consiste em uma tubulação vertical, aberta para atmosfera, de tal maneira a permitir a oscilação do nível da água. Por conseguinte, a altura da chaminé de equilíbrio é dependente do nível piezométrico, levando a empregá-la quando a altura geométrica é reduzida, ou então, posicioná-la em condição topográfica mais favorável. Como as chaminés de equilíbrio se situam, normalmente, em pontos intermediários da adutora de recalque, as ondas de pressão são refletidas mais rapidamente e uma manobra antes considerada rápida ($t < 2L_1/C$) transforma-se em manobra lenta ($t > 2L_2/C$), para $L_2 < L_1$.
- O tanque alimentador unidirecional (TAU) funciona de maneira semelhante à chaminé de equilíbrio, porém, com objetivo único de alimentar a tubulação, quando da ocorrência de subpressões. Assim, o TAU não precisa ser muito elevado e deve se localizar nos pontos mais sujeitos à separação da coluna líquida.

Além dos dispositivos descritos anteriormente, podem ser citados ainda os seguintes meios para reduzir ou inibir o golpe de aríete:

- limitação da velocidade de escoamento na tubulação;
- aumento do tempo de abertura e/ou fechamento das válvulas de controle;
- redução da velocidade da onda pela mudança do material do tubo ou pela injeção de ar.

Exemplo 10.6

Determine a celeridade de propagação da onda de pressão, quando o escoamento de água a 20° C sofre um golpe de aríete, no interior de um conduto em PVC, de 25 mm de diâmetro e 2,5 mm de espessura, assentado com juntas de dilatação, em toda sua extensão.

ρ = 101,8 kgf.s².m⁻⁴ (água a 20° C)
K = 2,24 x10⁸ kgf.m⁻² (água a 20° C)
E = 2,6x10⁸ kgf.m⁻² (PVC rígido a 20° C)
D = 0,25 m
e = 0,0025 m
Ψ = 1

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K}{E}\frac{D\Psi}{e}}} = \frac{\sqrt{\frac{2,24 \cdot 10^8}{101,8}}}{\sqrt{1 + \frac{2,24 \cdot 10^8}{2,6 \cdot 10^8}\frac{0,25}{0,0025}}} = 159 \text{ m/s}$$

Neste caso, a velocidade da onda "C" é igual a 159 m/s. Comparando essa celeridade com a celeridade em meio não confinado (C = 1.483 m/s), vê-se que as características do conduto influenciam bastante no valor da celeridade.

Exemplo 10.7

Suponha que na tubulação do exemplo anterior a velocidade da água seja de 2,0 m/s. Pede-se calcular a sobrecarga máxima provocada pelo fechamento de uma válvula, realizado em 4 s, colocada numa das extremidades da tubulação. A 200 m de distância da válvula, a outra extremidade da tubulação é ligada a um reservatório, cujo nível de água máximo está a 30 m acima da válvula.

Classificação da manobra: $\frac{2L}{C} = \frac{2,0 \cdot 200}{159} = 2,52 \text{ s}$

Como o tempo de fechamento da válvula (τ) é superior ao período da tubulação (2L/C), a manobra é considerada lenta e a sobrepressão pode ser calculada pela equação de Michaud, mostrada a seguir:

$$\Delta H_{máx} = \frac{2LU}{g\tau} = \frac{2 \cdot 200 \cdot 2}{9,81 \cdot 4} = 20,4 \text{ m}$$

A carga de sobrepressão ($DH_{máx}$) ocorre junto à válvula e decresce linearmente até anular-se no reservatório. Consequentemente, a carga de pressão máxima

corresponde à soma da carga de pressão estática (= 30,0 m) mais a sobrepressão (= 20,4 m), resultando em 50,4 m. Este valor deverá ser inferior ao especificado na classe de pressão do tubo.

Referências e bibliografia consultada

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 591: Projeto de adutora de água para abastecimento público*. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.266: Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem*. Rio de Janeiro, 1992.

AZEVEDO NETTO, J.M.; ALVAREZ, G. A. *Manual de hidráulica*. 7. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1982.

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M. M. L. P. *Fundamentos de engenharia hidráulica*. 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2003. 437 p.

BARBARÁ. Canalizações de pressão. Catálogo, 1987.

GARCEZ, L. N. *Elementos de engenharia hidráulica e sanitária*. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1976. 356 p.

LEME, P. F. *Engenharia do saneamento ambiental*. 2. ed. Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro, 1984. 358 p.

MACINTYRE, Archibald Joseph. *Bombas e instalações de bombeamento*. 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara S.A., 1987. 782 p.

MARTINS, J. M. Canalizações de água: materiais, condições hidráulicas e sanitárias. Construção e proteção In: AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. CETESB: São Paulo, 1976. v. 1.

PIMENTEL, G. H. *Sistemas de abastecimento de água*: dimensionamento econômico. João Pessoa: Universitária UFPB, 2002. 192 p.

SAINT-GOBAIN. Linha adução água. Disponível em: <http://www.saint-gobain-canalizacao.com.br>. Acesso em: 22 abr. 2004.

SILVESTRE, P. *Golpe de aríete*. Belo Horizonte: UFMG, 1989. 144 p.

SOUZA, P. A.; MARTINS, J. R. S; FADIGA, F. M. *Transitórios hidráulicos*. Escola Politécnica da USP. Apostila.

SOUZA, P. A.; MARTINS, J. R. S.; FADIGA, F. M. *Métodos computacionais aplicados à hidráulica*. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1988.170 p.

STEEL PIPE. *Design and installation*. AWWA. 1964. Manual M11. 260 p.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004. 643 p.

TWORT, A. C.; RATNAYAKA, D. D.; BRANDT, M. J. *Water supply*. 5. ed. Londres: IWA, 2000. 676 p.

WYLIE, E. B.; STRETER, V. L. *Fluid transients in systems*. Nova Jersey: Prentice Hall/ Englewood Clifs, 1993.

YASSUDA, E. R.; NOGAMI, P. S. Linhas adutoras e órgãos acessórios. In: AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. v. 1.

Capítulo 11

Estações elevatórias

Márcia Maria Lara Pinto Coelho

11.1 Introdução

Tendo em vista a economia de energia, facilidade de operação, manutenção e segurança, seria desejável que os escoamentos fossem inteiramente por gravidade. Contudo, algumas vezes, os locais a serem atendidos estão em pontos altos ou muito afastados das fontes de abastecimento de água. Deste modo, as elevatórias tornam-se essenciais na captação, adução, tratamento e rede de distribuição de água, para conduzir o líquido a cotas mais elevadas, ou para aumentar a capacidade de adução do sistema.

As elevatórias de sistemas de abastecimento de água, quando destinadas a conduzir águas não tratadas, denominam-se elevatórias de água bruta. Caso contrário, são denominadas de elevatórias de água tratada e normalmente são instaladas após as estações de tratamento de água para o bombeamento do líquido até os reservatórios. Podem também estar entre reservatórios, ou ainda, em algum trecho da rede de distribuição de água, e neste caso são mais conhecidas por *boosters*. A Figura 11.1 mostra um esquema básico de sistema de abastecimento de água e algumas inserções possíveis de elevatórias, para demonstrar a frequência com que essas unidades de recalque podem ocorrer.

As elevatórias de água bruta normalmente fazem parte das captações e, portanto, estão sujeitas às condições impostas pelos mananciais, quais sejam, nível e profundidade da lâmina d'água, bem como distância entre a captação e a elevatória. A Figura 11.2 mostra um tipo de elevatória de água tratada, dotada de poço de sucção, muito utilizada em sistemas de abastecimento de água.

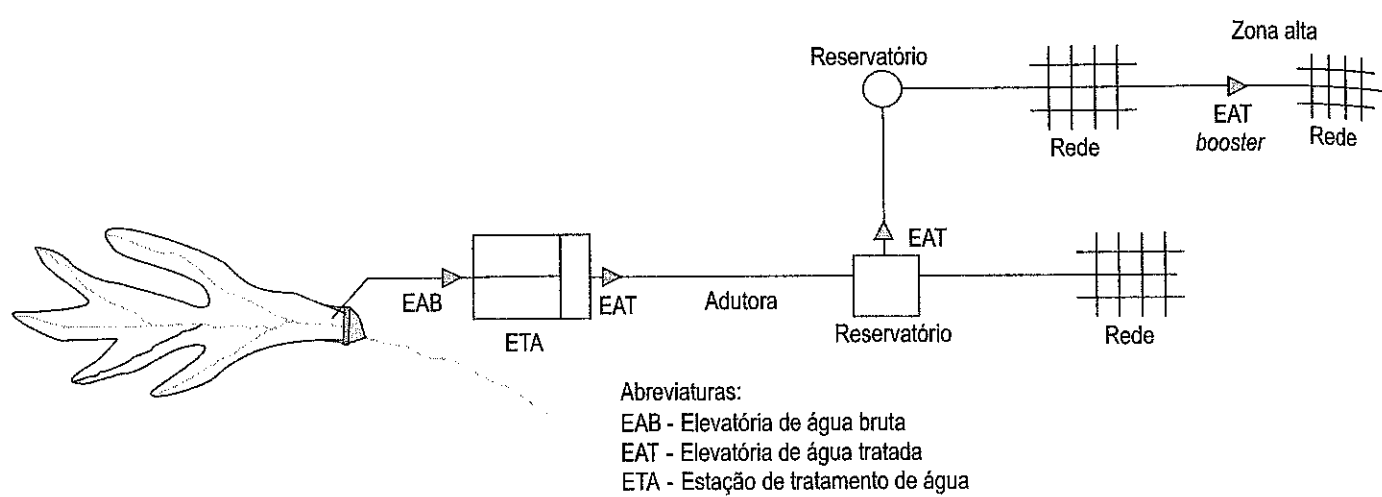



Figura 11.1 - Posicionamento de elevatórias em um sistema de abastecimento de água

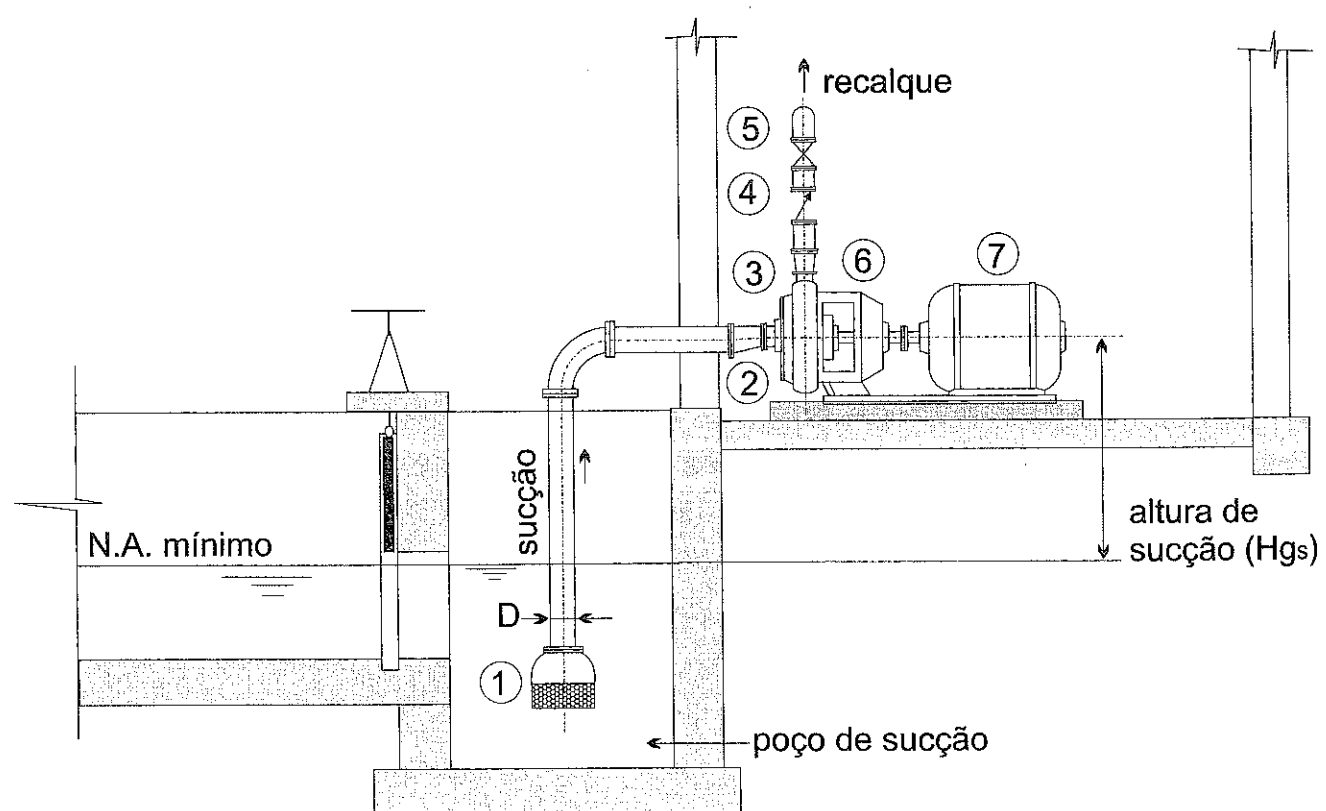



Figura 11.2 - Elevatória com poço de sucção

Embora possam ter formas variadas, devido aos tipos de bombas e acionamentos adotados nas instalações, costumam apresentar, com frequência, as peças, aparelhos e equipamentos mostrados na Figura 11.2, cujas finalidades são descritas a seguir:

1) a válvula de pé com crivo é uma válvula de retenção que se instala na extremidade inferior da tubulação de sucção, quando a bomba está localizada acima do nível de água do poço de sucção, com o objetivo de impedir o retorno do líquido quando a bomba para de funcionar. O crivo que vem acoplado à válvula tem a finalidade de impedir a entrada de partículas sólidas no interior da bomba;
2) a redução excêntrica é a peça que se adapta à tubulação de sucção, geralmente de maior diâmetro, à entrada da bomba, de menor diâmetro. A excentricidade exigida nesta peça tem a finalidade de evitar o acúmulo de bolhas de ar na seção de entrada da bomba;
3) a ampliação concêntrica é a peça de adaptação da tubulação de recalque, geralmente de maior diâmetro, à saída da bomba, de menor diâmetro;
4) a válvula de retenção destina-se à proteção da bomba contra o retorno da água e à manutenção da coluna líquida, por ocasião da parada do motor;
5) a válvula ou registro é um aparelho que deve ser instalado logo a seguir da válvula de retenção, visando a manutenção desta, bem como o controle da vazão;
6) a bomba é o equipamento destinado a transformar a energia mecânica que recebe do motor em energia hidráulica, sob forma cinética, de pressão ou de posição (Andrade, 1967). Mais detalhes a respeito desse assunto serão apresentados a partir do item seguinte;
7) o motor de acionamento tem a finalidade de fornecer energia mecânica às bombas. A fonte de energia dos motores é elétrica, normalmente, todavia, devido à ausência ou falta de eletricidade, motores movidos a diesel ou gasolina são também utilizados. Em situações especiais, outras fontes de energia, oriundas de cata-vento, roda d'água e célula solar podem tornar-se técnica economicamente factíveis.

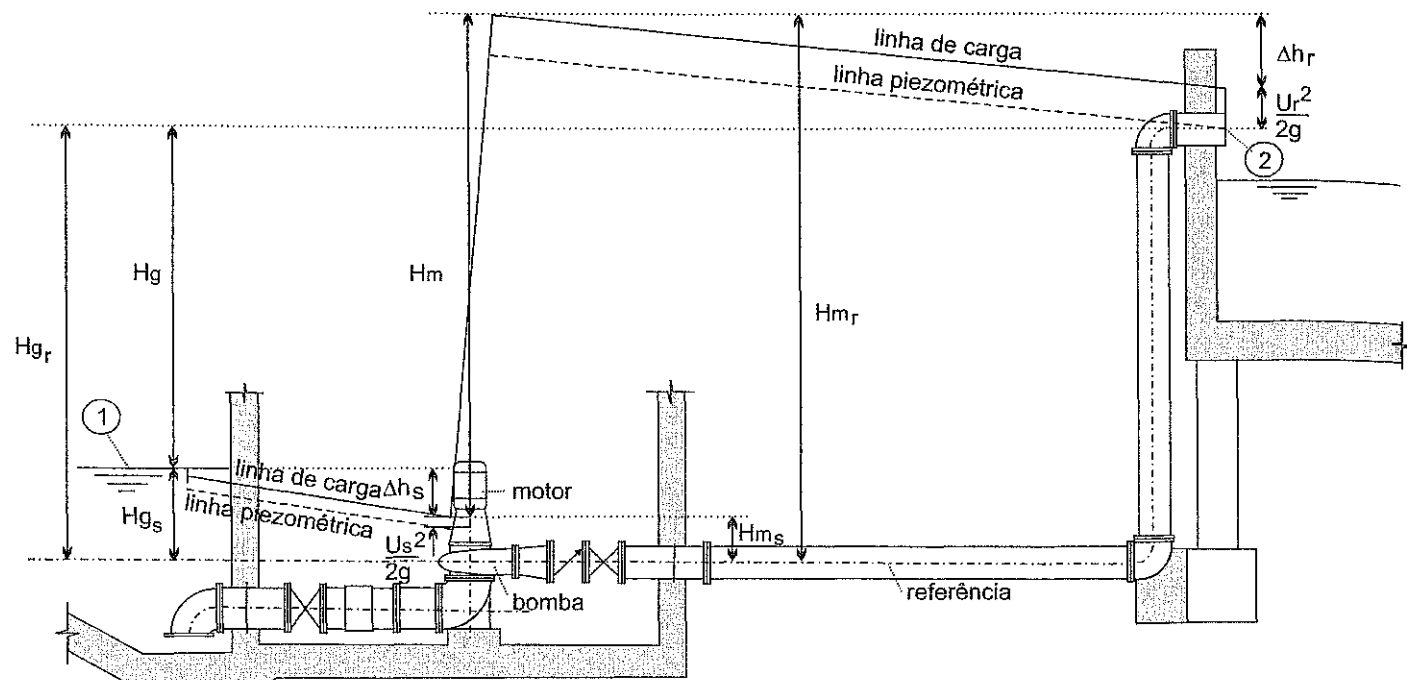
Quando o eixo da bomba está acima do nível de água, como na instalação mostrada na Figura 11.2, a bomba é dita de sucção positiva. No caso contrário, a sucção é negativa e diz-se que a bomba está afogada. A bomba mostrada na Figura 11.3 está nessa situação. Nas instalações elevatórias de sucção negativa a válvula de pé e a excentricidade da redução tornam-se desnecessárias, dando lugar apenas ao crivo, uma vez que a tubulação de sucção é mantida cheia, por se encontrar abaixo do nível de água.

Hg_r: altura geométrica de recalque
Hg_s: altura geométrica de sucção
Hg: altura geométrica total
Hm_r: altura manométrica de recalque
Hm_s: altura manométrica de sucção
Hm: altura manométrica total

Figura 11.3 - Parâmetros hidráulicos de uma instalação elevatória

11.2 Parâmetros hidráulicos

Os parâmetros hidráulicos mais importantes no dimensionamento dos conjuntos motobomba são: vazão, altura manométrica, potência e rendimento.

11.2.1 Vazão

As vazões a recalcar, geralmente, são determinadas em função das condições de funcionamento das unidades a montante e a jusante da elevatória. De fato, não faz sentido especificar uma bomba com vazão superior à capacidade máxima do poço, ou estabelecer uma vazão de recalque para alimentar a ETA incompatível com a capacidade desta. As estações elevatórias que alimentam um sistema de distribuição de água sem reservação devem atender ao dia e à hora de maior consumo do setor atendido. Por

outro lado, em sistemas com reservação suficiente, as bombas devem atender ao quesito da máxima demanda diária e ao tempo estabelecido para o enchimento do reservatório. Além das condições de funcionamento das unidades vizinhas, há de se considerar também o regime de operação da elevatória e o número de etapas de implantação estabelecido na concepção básica do sistema de abastecimento, neste último caso determinante para a escolha do número de bombas da estação elevatória.

11.2.2 Altura manométrica

A altura manométrica representa a energia absorvida pelo líquido em escoamento, por unidade de peso deste, ao atravessar a bomba. Assim, a equação da conservação da energia (Bernoulli), quando aplicada entre duas seções de um escoamento que contém uma bomba, deve levar em conta a altura manométrica. Considerando as seções 1 e 2 localizadas a montante e a jusante da bomba, respectivamente, e orientando-se pelas informações contidas na Figura 11.3, demonstra-se:

$$Hg_s + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{U_1^2}{2g} + Hm = Hg_r + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h_s + \Delta h_r$$
$$Hm = Hg + \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g} + \Delta h_{1-2} \qquad (11.1)$$

Em que:
Hm: altura manométrica fornecida pela bomba, em m;
Hg: desnível geométrico entre as seções 1 e 2, em m;
P: pressão no centro da seção considerada, em kgf/m^2;
γ: peso específico da água, em kgf/m^3;
U: velocidade média do escoamento na seção, em m/s;
Δh_{1-2}: perda de carga total entre as seções 1 e 2, em m.

Vê-se, portanto, que a altura manométrica "Hm" é função do desnível geométrico "Hg", das cargas de pressão "P/γ" e cinética "$U^2/2g$", bem como das perdas de carga "Δh" entre as duas seções consideradas. Assim, se os pontos 1 e 2 estiverem sujeitos à pressão atmosférica, tal como nas superfícies de água dos reservatórios, e se a diferença de energia cinética for desprezível, tem-se:

$$Hm = Hg + \Delta h_{1-2} \qquad (11.2)$$

Entretanto, se a entrada do reservatório se fizer pelo fundo deste, a carga de pressão "P_2/γ" será igual à lâmina de água no reservatório. No caso da elevatória

mostrada na Figura 11.3, os pontos 1 e 2 estão sujeitos à pressão atmosférica. Além disso, a velocidade do escoamento no ponto 1 pode ser considerada nula, por pertencer à superfície de água do poço de sucção, dessa forma, para essa elevatória obtém-se:

$$Hm = Hg + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h_{1-2} \qquad (11.3)$$

11.2.3 Potência e rendimento

Numa instalação de recalque, a potência hidráulica é o trabalho realizado sobre o líquido ao passar pela bomba em um segundo, podendo ser expressa pela equação:

$$P_H = \frac{\gamma Q H_m}{75}$$

Em que:

P_H: potência hidráulica, em cv;
γ: peso específico da água, em kgf/m³ ($\gamma \sim 1.000$ kgf/m³);
Q: vazão de recalque, em m³/s;
H_m: altura manométrica, em m.

Para que o líquido receba a potência requerida P_H, a bomba deve receber uma potência superior à potência hidráulica, pois normalmente há perdas no seu interior. Essas perdas se devem, geralmente, aos seguintes fatores:

- aspereza da superfície interna das paredes da bomba;
- recirculação do líquido no interior da bomba;
- vazamentos através das juntas;
- energia dissipada no atrito entre partes da bomba;
- energia dissipada no atrito entre o fluido e a bomba.

A razão entre a potência hidráulica "P_H" e a potência absorvida pela bomba "P_B" denomina-se rendimento ou eficiência da bomba "η_B". Os rendimentos das bombas variam bastante, conforme a vazão "Q", a altura manométrica "Hm" e o tipo da bomba, estando, normalmente, entre 30% e 90%. Portanto, a potência da bomba, ou potência requerida por esta ao motor, também chamada por potência nominal do motor, é dada por:

$$P_B = \frac{\gamma Q Hm}{75 \eta_B} \qquad (11.4)$$

Para efeito de avaliação da potência absorvida pelo conjunto elevatório (motor e bomba), é necessário conhecer, além do rendimento da bomba "η_B", o rendimento do motor "η_M", que é a relação entre a potência que o motor transmite e a que ele recebe da fonte de energia ($\eta_M = P_B/P$). A potência recebida pelo motor denomina-se potência do conjunto motobomba, cuja expressão matemática é a seguinte:

$$P = \frac{P_B}{\eta_M} = \frac{\gamma Q H m}{75\eta_B\eta_M} = \frac{\gamma Q H m}{75\eta}$$

Sendo:
η: rendimento do conjunto motobomba ($\eta = \eta_B \cdot \eta_M$);
P: potência absorvida pelo conjunto motobomba, em cv[1].

11.3 Bombas utilizadas em sistemas de abastecimento de água

Muitos foram os recursos empregados na Antiguidade para elevar a água, utilizando-se desde a força humana ou animal até pedais, guindastes etc. Entretanto, o primeiro instrumento especificamente destinado a aumentar a energia do escoamento, para transportar ou elevar o líquido, foi concebido no ano 200 a.C. pelo filósofo grego Ctesibius e aperfeiçoado por seu discípulo Hero (Carvalho, 1977). Esse instrumento, acionado por meio de vapor, era uma bomba pistão, do grupo das bombas volumétricas. Atualmente, muitos são os modelos e tamanhos de bombas disponíveis no mercado, acionadas por vários tipos de energia, contudo, as bombas mais empregadas em sistemas de abastecimento de água são as **turbobombas**, apresentadas no item seguinte. As bombas **volumétricas** pertencem à outra classe de bombas, que se distinguem das turbobombas pelo modo e recurso utilizado para transformar a energia mecânica em hidráulica. Esse critério de distinguir as bombas é utilizado para classificação geral destas em:

- turbobombas;
- bombas volumétricas;
- bombas especiais (carneiro hidráulico, bombas de emulsão de ar etc.).

As bombas volumétricas e especiais são utilizadas em situações muito específicas e por isso são tratadas separadamente no item 11.10.

[1] 1cv = 0,735 kW.

11.4 Turbobombas

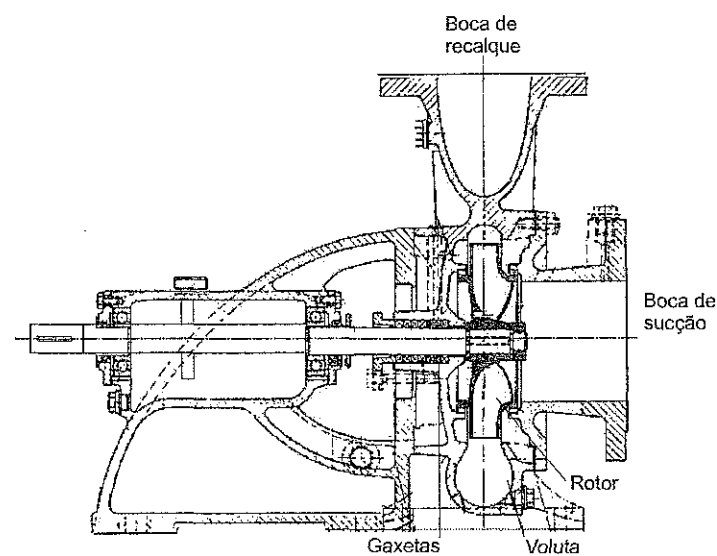
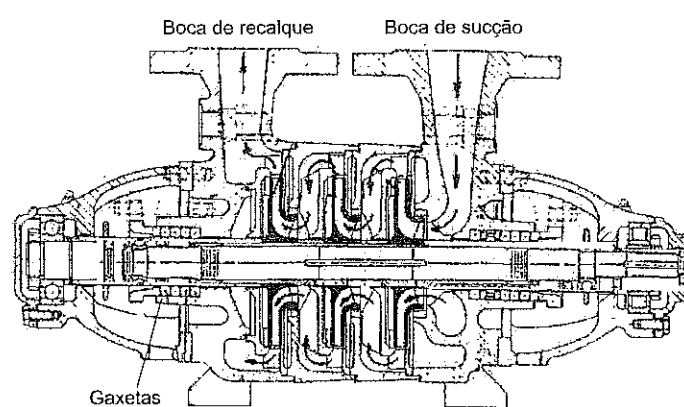
As **turbobombas**, também conhecidas por bombas **hidrodinâmicas** ou **rotodinâmicas** ou simplesmente **dinâmicas** (Macintyre, 1987) são dotadas de uma parte móvel denominada **rotor**, que se movimenta dentro de uma carcaça, pela ação do **motor**, produzindo o movimento do líquido. A energia cinética desse escoamento é parcialmente convertida em pressão no interior da bomba, permitindo que o líquido alcance posições mais elevadas, ou mais distantes, através da tubulação de recalque. Esse deslocamento do fluido provoca uma depressão na entrada da bomba, possibilitando o acesso de mais água e a continuidade do escoamento. Todavia, essa depressão tem que ser limitada, para evitar o processo de cavitação (ver item 11.7). Por causa disso, as alturas manométricas de sucção das turbobombas são, normalmente, inferiores a 6 m.

(a) Bomba com um estágio
Seção longitudinal

(b) Bomba com três estágios
Seção longitudinal

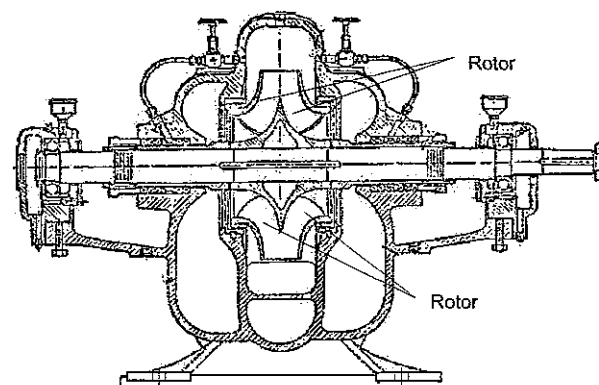
Figura 11.4 - Alguns tipos de turbobombas (continua)

(c) Bomba com dupla sucção
Seção longitudinal

Figura 11.4 - Alguns tipos de turbobombas (conclusão)

Conforme mostrado na Figura 11.4, as turbobombas podem ter somente um ou vários rotores dentro da carcaça, assentados sobre o mesmo eixo. No primeiro caso, são denominadas de simples estágio, no outro, de múltiplos estágios. Nas bombas de múltiplos estágios, a água, ao sair do primeiro rotor, adentra o segundo, de onde sai com maior pressão e entra no rotor seguinte; a cada estágio a capacidade de elevação da bomba é aumentada. Por isso, essas bombas são indicadas para sistemas que precisam recalcar grandes alturas manométricas, sendo o efeito da quantidade de rotores semelhante ao da colocação de bombas em série, assunto a ser tratado no subitem 11.6.2. A entrada do líquido no rotor, quando realizada por um lado somente, é caracterizada como de sucção simples e, quando admite líquido dos dois lados, de sucção dupla, conseguindo, nesse caso, maior equilíbrio do rotor.

Para facilitar a desobstrução dos rotores destinados a bombear água bruta, eles podem ser abertos, semiabertos e fechados. No rotor aberto, as pás ficam livres dos dois lados, no semiaberto as pás são fechadas por um disco unilateral. Os rotores fechados dos dois lados apresentam melhor rendimento e, por isso, são mais indicados para trabalhar com água limpa (ver Figura 11.5).

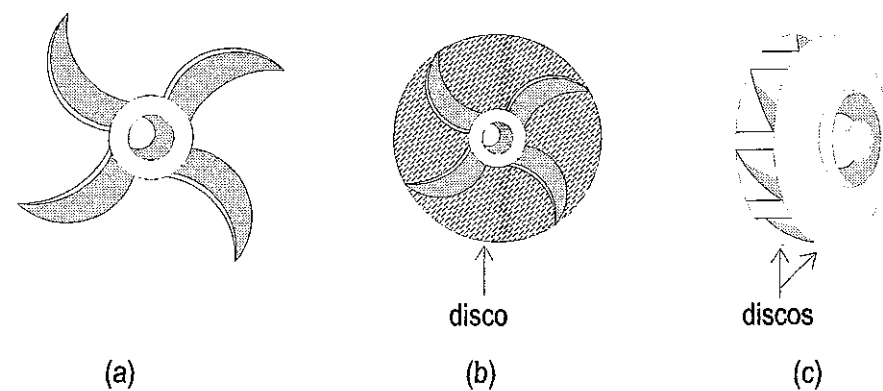



Figura 11.5 - Rotores: (a) aberto, (b) semiaberto, (c) fechado

A bomba ligada ao motor por meio de eixo horizontal é a solução mais empregada, tendo em vista o menor custo dessa quando comparada com a de eixo vertical. Entretanto, quando a altura de sucção é elevada, como nos poços profundos ou em tomadas de água em rios, as bombas verticais devem ser consideradas, pois o motor é posicionado acima do nível da água e a bomba imersa, ligada ao motor por um eixo alongado, diminui a altura de sucção e, consequentemente, os riscos de cavitação, conforme relata o item 11.7. Outra alternativa menos onerosa para captações em poços profundos ou em rios tem sido as bombas submersíveis (ver Figura 11.6) que apresentam custo de instalação mais baixo do que as bombas de eixo vertical. Uma ressalva, entretanto, deve ser feita ao nome "bomba submersível", pois muitas bombas ficam submersas na água. A grande diferença dessa bomba é que o motor (blindado) também fica submerso, assim, o mais correto seria a denominação motor submersível ou conjunto motobomba submersível.

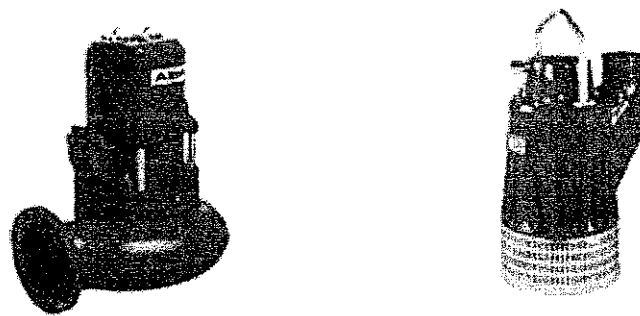



Figura 11.6 - Bombas submersíveis

A trajetória de fluxo da água no rotor pode ser **radial**, **axial** e **mista**. O rotor radial tem essa denominação devido à trajetória feita no plano radial (normal ao eixo), causado pela força centrífuga. No rotor axial a trajetória de fluxo se faz segundo o eixo da bomba, provocada pela força de sustentação, gerada pelo perfil hidrodinâmico (aspecto de hélice) do rotor. O rotor do tipo misto, também denominado diagonal ou

helicoidal, possui um escoamento diagonal ao eixo, provocado pela ação combinada das forças centrífuga e de sustentação. Assim, pode-se concluir que esse tipo de rotor tem características intermediárias a do tipo radial e axial. Nos subitens 11.4.1 e 11.4.2 é feita uma descrição das bombas centrífugas (ou radiais), axiais e mistas, que são assim denominadas por utilizarem os rotores acima descritos. Essas classificações apresentadas anteriormente e outras que podem ser úteis numa seleção de bombas são reunidas e apresentadas na Tabela 11.1.

Tabela 11.1 - Classificação das turbobombas

Critério	Classificação
Número de rotores	Simples estágio (um rotor) Múltiplos estágios (dois ou mais rotores)
Número de entradas de aspiração	Sucção simples Dupla sucção
Tipo de rotor	Aberto Semiaberto Fechado
Posição do eixo bomba-motor	Horizontal Vertical Inclinado
Trajetória de fluxo no rotor	Radial Axial Misto
Pressão desenvolvida	Baixa pressão (até 15 mca) Média pressão (15 a 50 mca) Alta pressão (acima de 50 mca)
Rotação da bomba	Baixa rotação (até 1.200 rpm) Média rotação (1.500 a 1.800 rpm) Alta rotação (3.000 a 3.600 rpm)

11.4.1 Bombas centrífugas

As bombas centrífugas são as mais utilizadas nos sistemas de abastecimento de água, principalmente devido à larga faixa de serviço que podem atender, bem como pela alta eficiência e baixo custo que apresentam quando comparadas com outras turbobombas (Twort *et al.*, 2000).

O rotor do tipo radial, empregado nas bombas centrífugas, é dotado, normalmente, de dois discos com algumas pás em forma de espiral entre eles. Um dos discos é fixado ao eixo da bomba e o outro tem um orifício central, concêntrico ao eixo, denominado **olho** do rotor, por onde a água entra, passa pelas pás e é arremessada radialmente, pela ação

da força centrífuga, daí a denominação recebida por essa bomba. Na carcaça, câmara que envolve o rotor, parte da energia cinética do escoamento é convertida em pressão e parte é perdida na turbulência e atrito. Por conseguinte, a eficiência na produção de energia útil depende, principalmente, do projeto do rotor e da carcaça.

As bombas são projetadas para trabalharem com vazões e alturas manométricas previamente estabelecidas. Através de ensaios, verifica-se que as bombas são capazes de atender outros valores de vazões e alturas manométricas, além dos pontos para os quais elas foram projetadas. O conjunto dos pontos em que a bomba é capaz de operar constitui a **faixa de operação da bomba**. Além dos dados relacionados com altura manométrica, busca-se obter, nos ensaios das bombas, os valores da potência necessária ao acionamento e do rendimento da bomba com a vazão recalcada. As curvas geradas com as informações citadas anteriormente constituem as curvas características ou de performance da bomba. A Figura 11.7 mostra o aspecto geral dessas curvas características para as bombas centrífugas, em relação ao ponto de projeto.

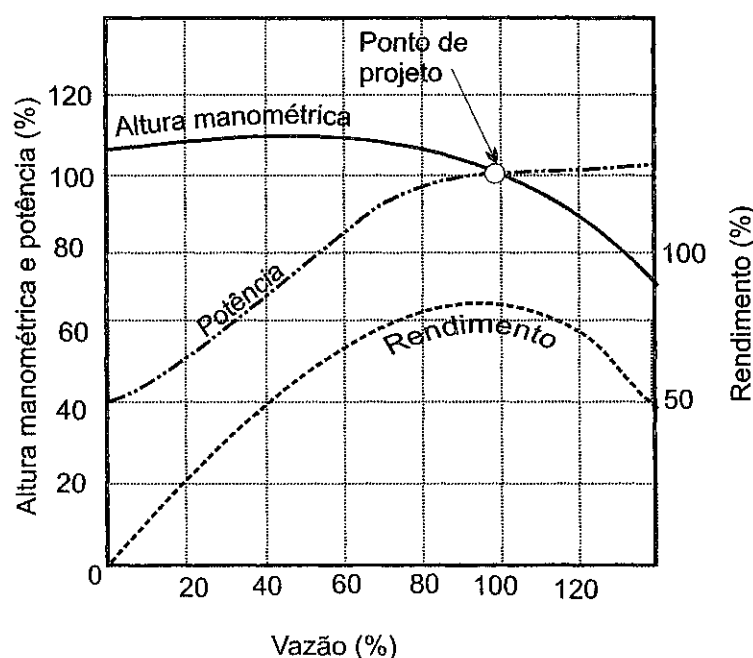



Figura 11.7 - Curvas características das bombas centrífugas a uma dada rotação

As informações contidas nestas curvas são essenciais para a escolha da bomba e para o modo de operação da elevatória. O gráfico de potência, por exemplo, mostra que a potência "P_B" na bomba centrífuga cresce com o aumento da vazão "Q". Por esta razão, recomenda-se que a partida dos motores que acionam bombas centrífugas se faça com o registro de recalque fechado, quando a vazão é nula e a potência necessária ao acionamento é em torno de 40% da potência no ponto de projeto. Posteriormente, o registro deve ser aberto, até atingir a vazão de operação do sistema. Destaca-se ainda

nessa figura, na curva relativa à altura manométrica, que na faixa de vazão até 80% da vazão correspondente ao ponto de projeto a curva é instável, isto é, para uma mesma altura manométrica é possível ocorrer duas vazões diferentes. Em situações desse tipo é conveniente que a bomba opere fora da faixa de instabilidade, todavia, uma curva estável, em que a altura manométrica decresce continuamente com o aumento da vazão, é o ideal e felizmente ocorre com mais frequência. As curvas características Hm x Q das bombas centrífugas geralmente podem ser expressas por uma equação do 2º grau do tipo mostrado a seguir,

$$Hm = aQ^2 + bQ + c \ ,$$

cujos coeficientes a, b e c podem ser determinados após a obtenção experimental de três pares Hm e Q. Teoricamente, a curva gerada por essa equação é válida na faixa em que Hm e Q são positivos, entretanto, na prática, a curva fica também restrita à faixa de vazão em que os rendimentos são considerados aceitáveis.

11.4.2 Bombas axiais e mistas

As bombas axiais e mistas se adaptam melhor aos serviços que necessitam bombear grandes quantidades de água e baixas alturas manométricas. As curvas características para essas bombas estão mostradas na Figura 11.8. Analisando essas figuras, pode-se perceber que a potência requerida pela bomba do tipo mista na partida é bem próxima à potência no ponto de projeto. O mesmo não acontece com a bomba axial, cuja potência requerida na partida é substancialmente maior que a potência apresentada no ponto de projeto. Conclui-se, portanto, que as partidas das bombas axiais devem ser feitas com as válvulas do recalque abertas, para minimizar a potência na partida e a corrente requerida pelo motor. As bombas axiais, geralmente, têm baixa capacidade de sucção e, por isso, são normalmente instaladas afogadas.

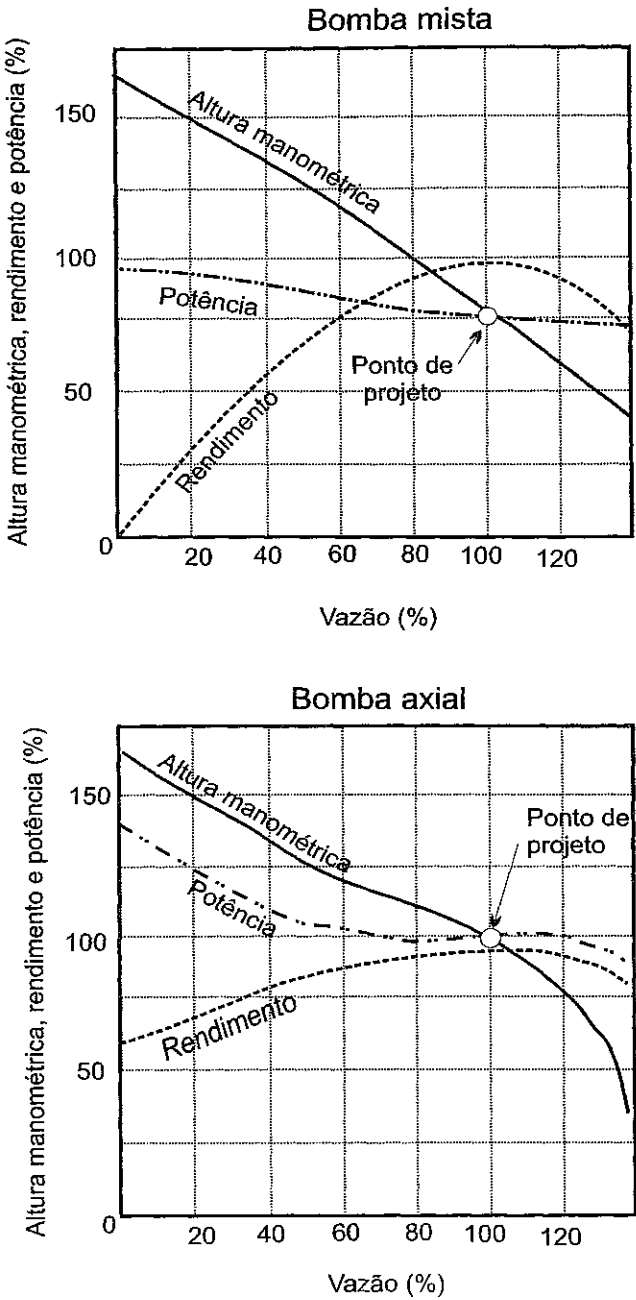



Figura 11.8 - Curvas características das bombas mistas e axiais

11.4.3 Influência da rotação nas curvas características das turbobombas

As bombas são acionadas por motores cujas rotações podem variar em função do motor acoplado. Assim, um certo modelo de bomba tanto pode ser acionado por um motor cuja rotação é "n_1", quanto por outro de rotação "n_2". Essa mudança de rotação provoca variações significativas nas curvas características da bomba. A teoria

da semelhança mecânica permite prever estas variações entre a rotação e as grandezas vazão, altura manométrica e potência, a partir da consideração de que as características do fluido e as demais grandezas geométricas não variam. Desta forma, é possível obter, para cada ponto da curva à rotação "n_1", outro ponto da curva característica à rotação n_2, utilizando as Equações 11.5, 11.6 e 11.7.

$$Q_2 = \frac{n_2}{n_1} Q_1 \tag{11.5}$$

$$Hm_2 = \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^2 Hm_1 \tag{11.6}$$

$$P_{B2} = \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^3 P_{B1} \tag{11.7}$$

Sendo:
n : rotação;
P_B : potência da bomba;
Hm: altura manométrica;
Q : vazão.

Para exemplificar os efeitos do aumento da velocidade de rotação sobre as características da bomba, a Figura 11.9 mostra que um acréscimo de 10% na velocidade de rotação implica um aumento de 10% na vazão, 21% na altura manométrica e 33% na potência da bomba. Constata-se, assim, que o aumento da rotação tem um impacto significativo na potência da bomba e, consequentemente, na potência do motor.

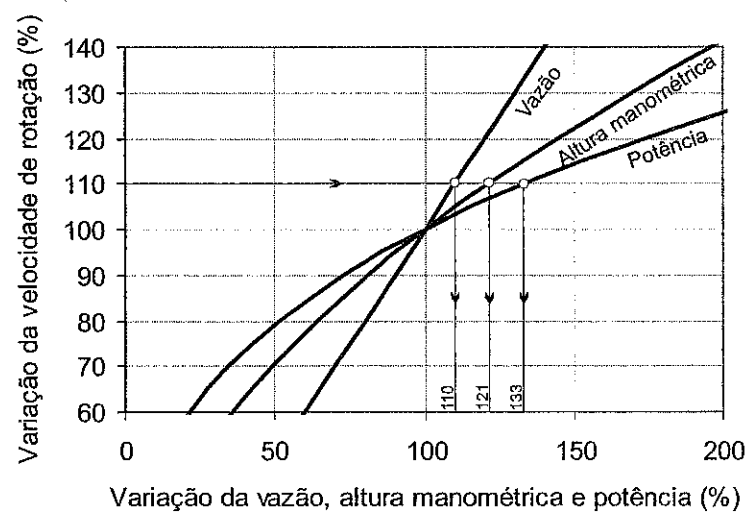



Figura 11.9 - Influência da rotação nas características de uma bomba centrífuga

11.4.4 Influência dos diâmetros dos rotores nas curvas características da bombas

Para ampliar a faixa de aplicação de determinado modelo de bomba, é comum o fabricante apresentar alguns tamanhos padronizados de rotor, para o mesmo tipo e tamanho de carcaça. A Figura 11.10 mostra as curvas de performance de uma bomba, para os possíveis rotores da mesma, cujos diâmetros estão indicados pela letra "ϕ". Algumas vezes, a mudança de diâmetro é realizada através de raspagem do rotor. Entretanto, esse procedimento só é viável para bombas centrífugas, em que as faces do rotor são paralelas, mesmo assim podendo acarretar sensível redução no rendimento. Por esse motivo, as raspagens são limitadas em 20%, normalmente. O diâmetro do rotor após a raspagem, determinado pelas regras da semelhança mecânica, não tem apresentado muita precisão, embora seja possível concluir que o aumento do diâmetro do rotor provoca também aumento da vazão, altura manométrica e potência, todavia, é prudente consultar o fabricante da bomba para obter maior precisão.

11.5 Curvas características do sistema

O ponto de operação de uma bomba é dependente das condições do sistema em que esta é instalada, ou seja, da posição e pressão a que a bomba está submetida, bem como das velocidades e perdas de carga na tubulação. A expressão mostrada a seguir, correspondente à Equação 11.1 vista anteriormente, é representativa da curva característica do sistema.

$$Hm = Hg + \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + \frac{U_2^2 - U_1^2}{2g} + \Delta h_{1-2}$$

Tal curva, quando representada num gráfico H_m *versus* Q, tem para ordenada, na origem, a altura estática, isto é, a soma da carga de posição e pressão ($Hg + P_2/\gamma - P_1/\gamma$). Os outros termos dessa equação são uma função quadrática da vazão e, portanto, correspondente a uma parábola do segundo grau, conforme se demonstra a seguir, utilizando as Equações da Continuidade e de perda de carga:

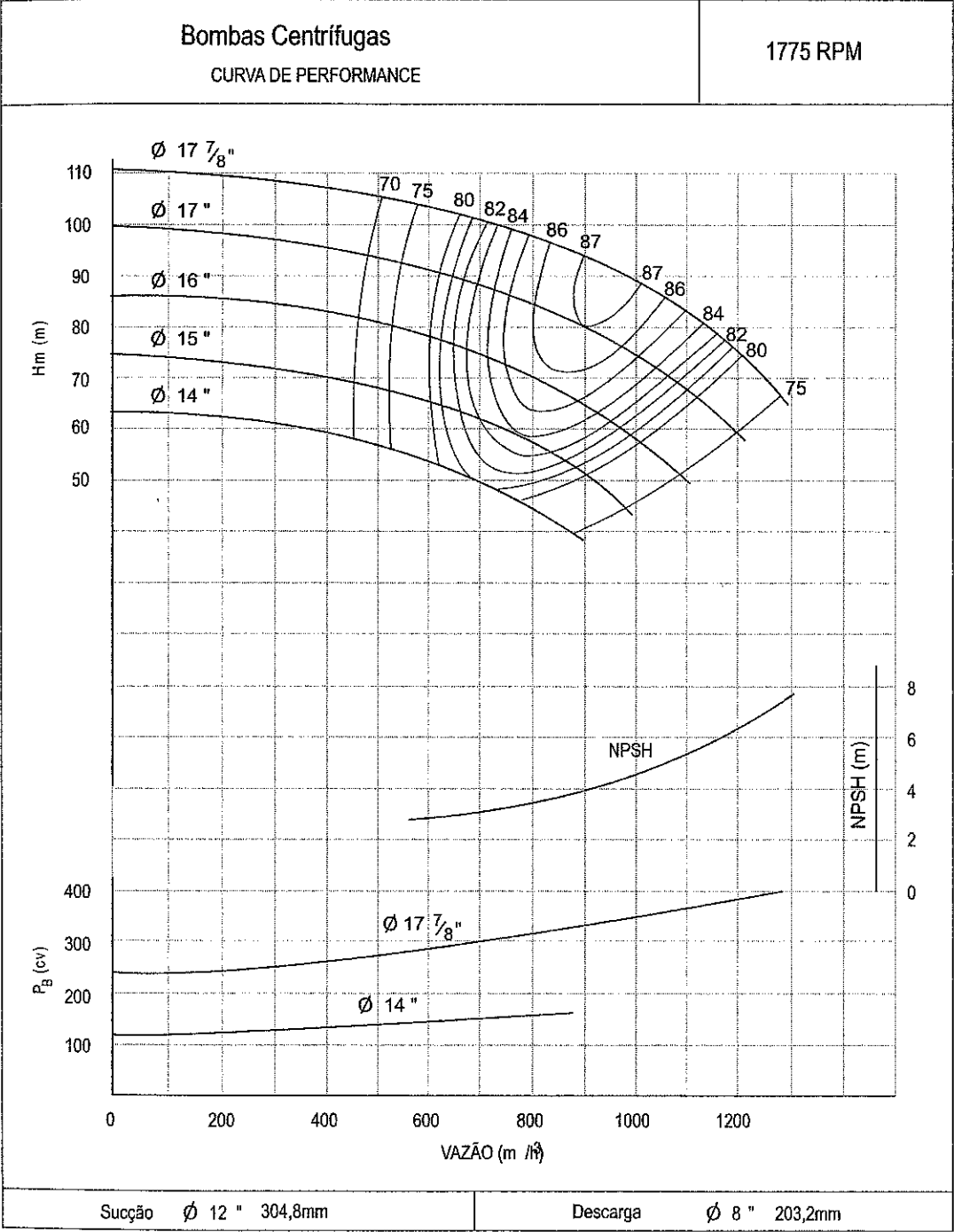



Figura 11.10 - Influência do diâmetro do rotor nas curvas características de uma bomba

$$\frac{U^2}{2g} = \frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4} \tag{11.8}$$

$$\Delta h_{1-2} = \Delta h' + \Delta h'' \tag{11.9}$$

$$\Delta h' = \frac{8f}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{D^5} L \tag{11.10}$$

$$\Delta h'' = \Sigma K \left(\frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4} \right) \tag{11.11}$$

Em que:

U: velocidade média na seção considerada, em m/s;
Q: vazão, em m^3/s;
D: diâmetro da tubulação, em m;
Δh_{1-2}: perda de carga total, em m;
$\Delta h'$: perda de carga contínua na tubulação,[2] em m;
f: coeficiente de perda de carga da Equação Universal;
L: comprimento da tubulação, em m;
$\Delta h''$: perda de carga localizada, em m;
K: coeficiente de perda de carga localizada.

Para uma instalação cujos coeficientes de perda de carga, diâmetros e comprimentos são conhecidos, por meio das Equações 11.8 a 11.11, a Equação 11.1 reduz-se a Equação 11.12, sendo "r" o fator relacionado a essas grandezas conhecidas:

$$Hm = Hg + \frac{P_2 - P_1}{\gamma} + rQ^2 \tag{11.12}$$

A interseção da curva obtida na Equação 11.12 com a curva característica da bomba constitui o ponto de operação da bomba num dado sistema, tal como mostra a Figura 11.11. A obtenção desse ponto de operação é realizada por processo gráfico, porque raramente o fabricante fornece a equação da curva.

A Figura 11.12 ilustra alguns tipos de sistemas de tubulações e suas curvas características correspondentes.

---

[2] A norma ABNT NBR 12.215 recomenda a Equação Universal. Para outras equações e coeficientes de perda de carga, ver Anexo A.

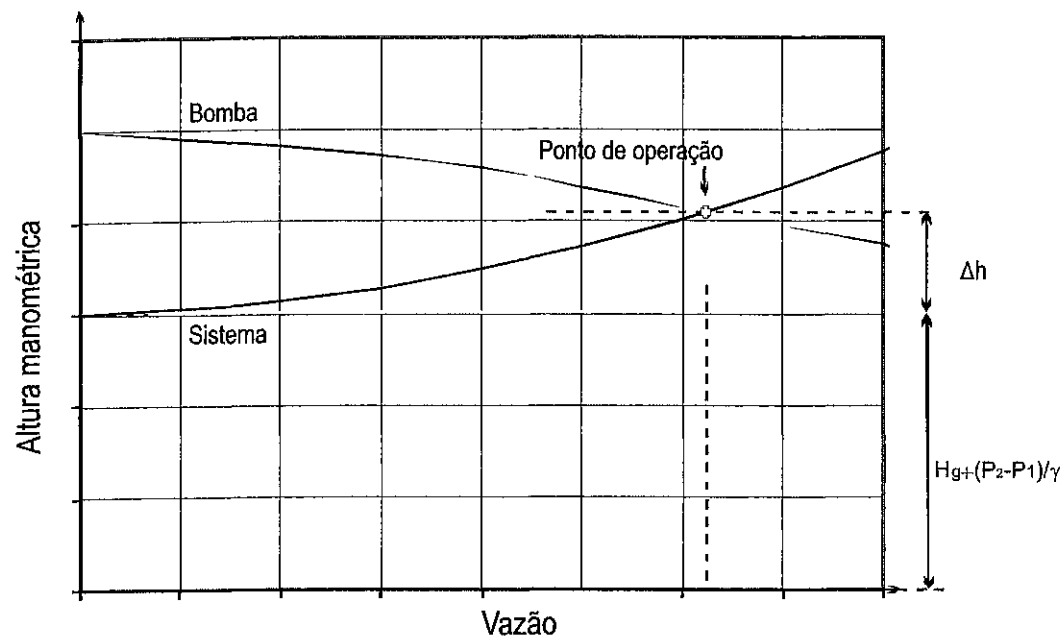



Figura 11.11 - Curva característica da bomba *versus* curva do sistema de tubulação

11.6 Associação de bombas

As exigências das instalações são muito variadas em termos de vazão e altura manométrica e nem sempre é possível encontrar essas características em uma bomba somente. A associação das bombas em paralelo e em série amplia e flexibiliza a utilização da estação elevatória, como pode ser constatado a seguir.

11.6.1 Bombas em paralelo

A associação em paralelo é muito utilizada nos casos em que uma bomba somente não atende a elevatória em termos de vazão ou quando se deseja aumentar a capacidade do sistema por partes. A instalação consiste em ligar numa mesma tubulação, denominada barrilete, as tubulações de recalque das bombas em paralelo (B_1 e B_2), conforme mostra a Figura 11.13a. Geralmente, são utilizadas bombas iguais para se evitar correntes secundárias e em número de 2 ou 3. A curva característica do sistema resultante da associação em paralelo é obtida adicionando as abscissas "Q" das curvas características de cada bomba, para uma mesma altura manométrica.

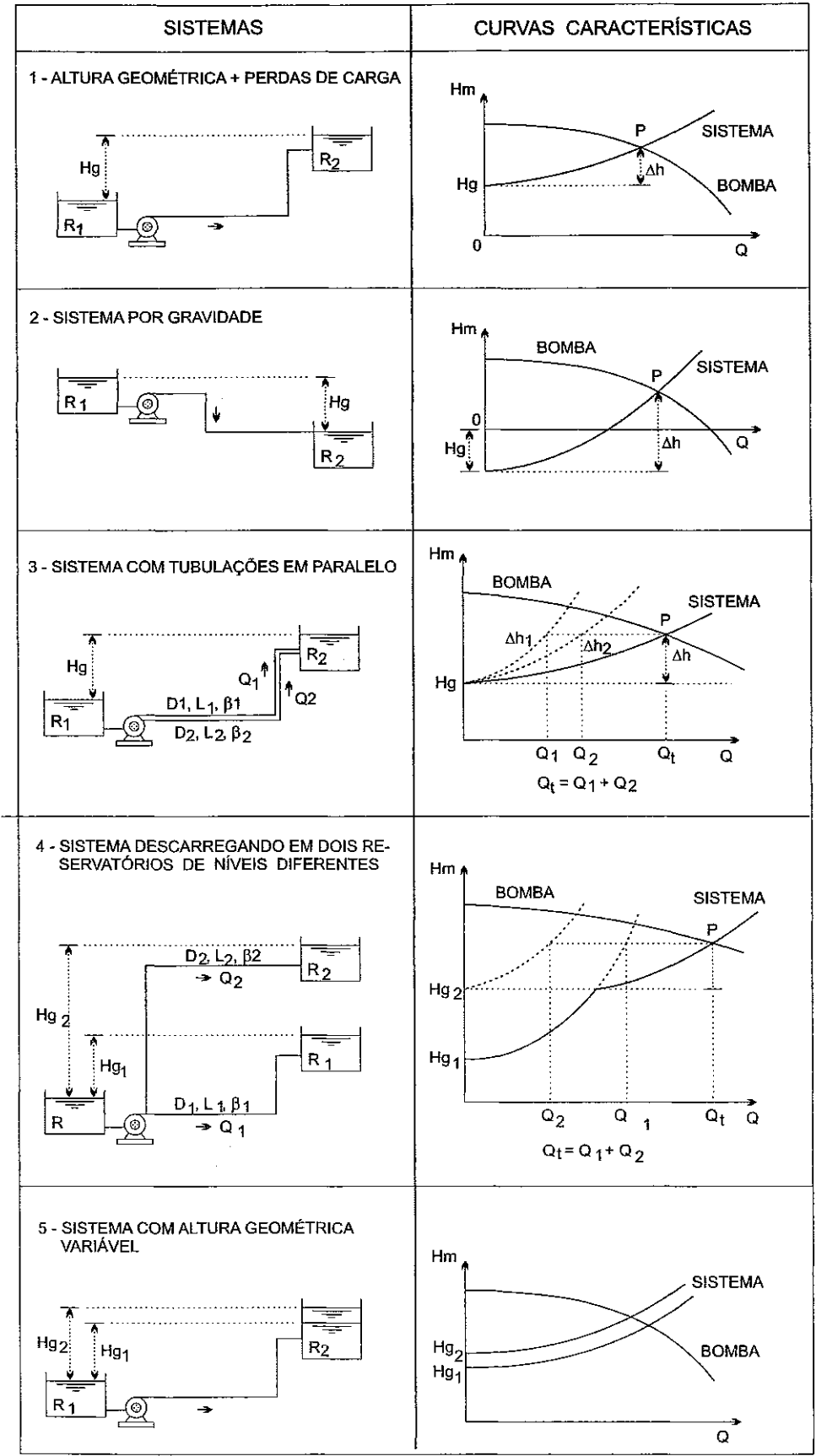



Figura 11.12 - Determinação gráfica do ponto de operação da bomba
Fonte: BAPTISTA e COELHO (2003)

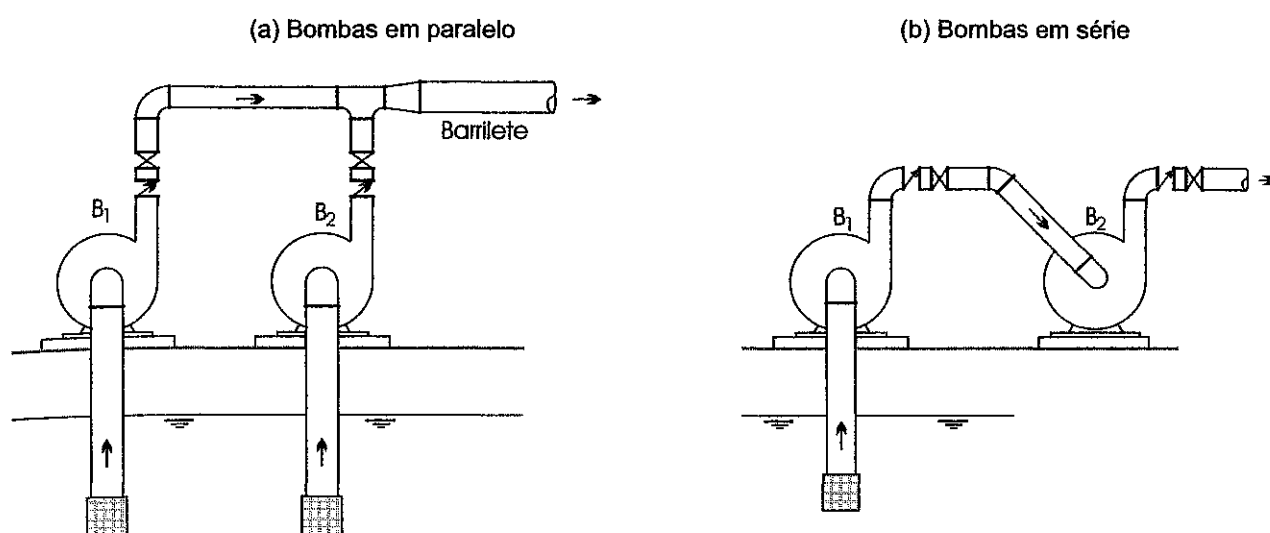



Figura 11.13 - Associação das bombas em paralelo e em série

Analisando os gráficos mostrados na Figura 11.14a observa-se que a vazão resultante da associação em paralelo, num dado sistema de tubulação, é inferior à soma das vazões que daria cada bomba operando na mesma tubulação ($Q_3/3 < Q_2/2 < Q_1$). Outro ponto que deve ser destacado é a forma das curvas características (ver Figura 11.14b), pois a associação em paralelo pode tornar-se mais eficiente, isto é, fornecer maior vazão bombeada, se:

- a curva do sistema de tubulação for pouco ascendente (pequena perda de carga);
- a curva característica da bomba for acentuadamente descendente.

Outro fator a ser considerado na escolha da curva da bomba é a questão da estabilidade, pois as bombas postas para funcionar em paralelo estão sujeitas a trabalhar dentro de uma faixa maior da curva, podendo, inclusive, operar na faixa de instabilidade, na qual a vazão recalcada é duvidosa.

11.6.2 Bombas em série

A associação em série é um recurso utilizado quando se tem uma grande altura manométrica para se atingir. Tal associação pode ser realizada por meio de bombas, na qual o recalque da bomba de montante é ligado à sucção da outra de jusante (ver Figura 11.13b), ou por alguns rotores numa mesma carcaça da bomba (multi-estágio). Em ambos os casos a curva resultante deste tipo de associação é obtida somando-se as ordenadas (Hm) das curvas características de cada bomba, ou rotor, para uma mesma vazão.

A Figura 11.15 mostra um sistema cuja altura geométrica pode variar de Hg_1 a Hg_2 e os benefícios advindos da associação de duas bombas iguais em série. Observa-se que a altura manométrica do novo ponto de operação (P_2) é superior a do ponto P (operando somente uma bomba), bem como a vazão. Além disso, percebe-se que o novo nível Hg_2 só é alcançado quando as duas bombas estão em série (P_1).

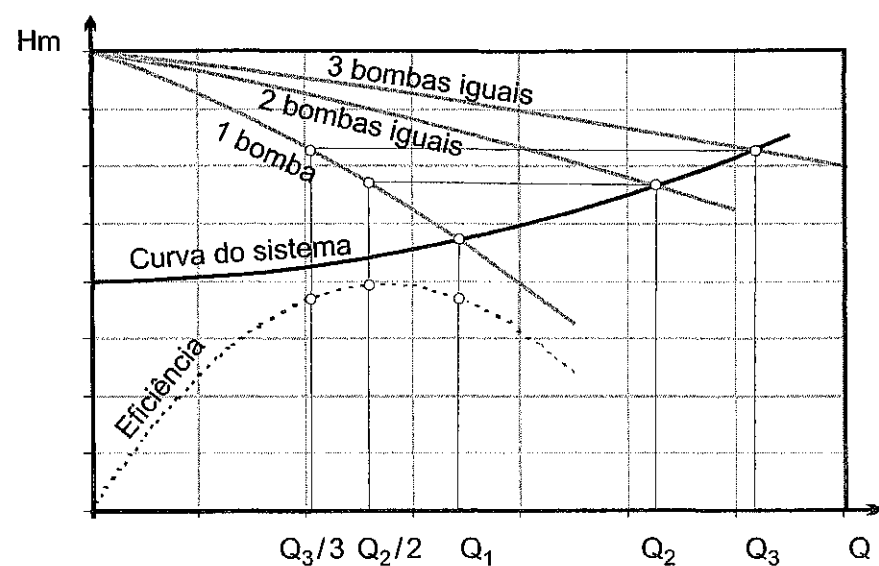
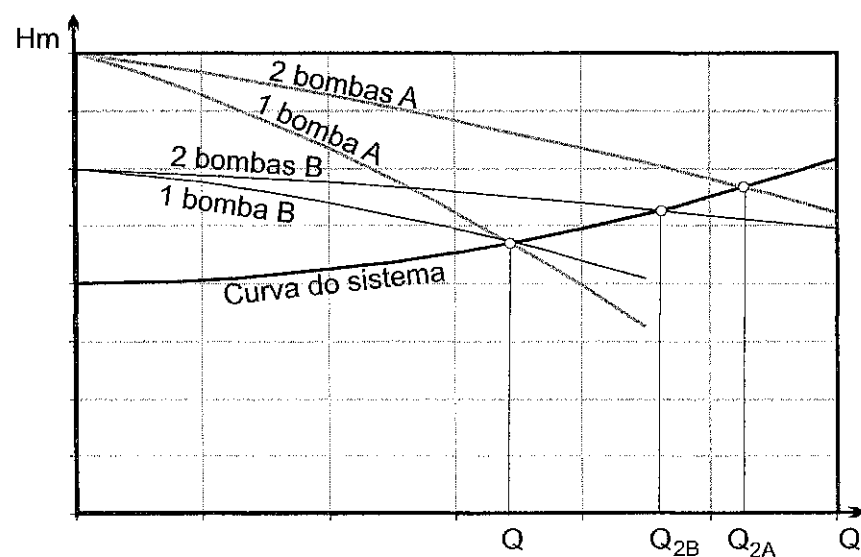



Figura 11.14 - Associação em paralelo de bombas

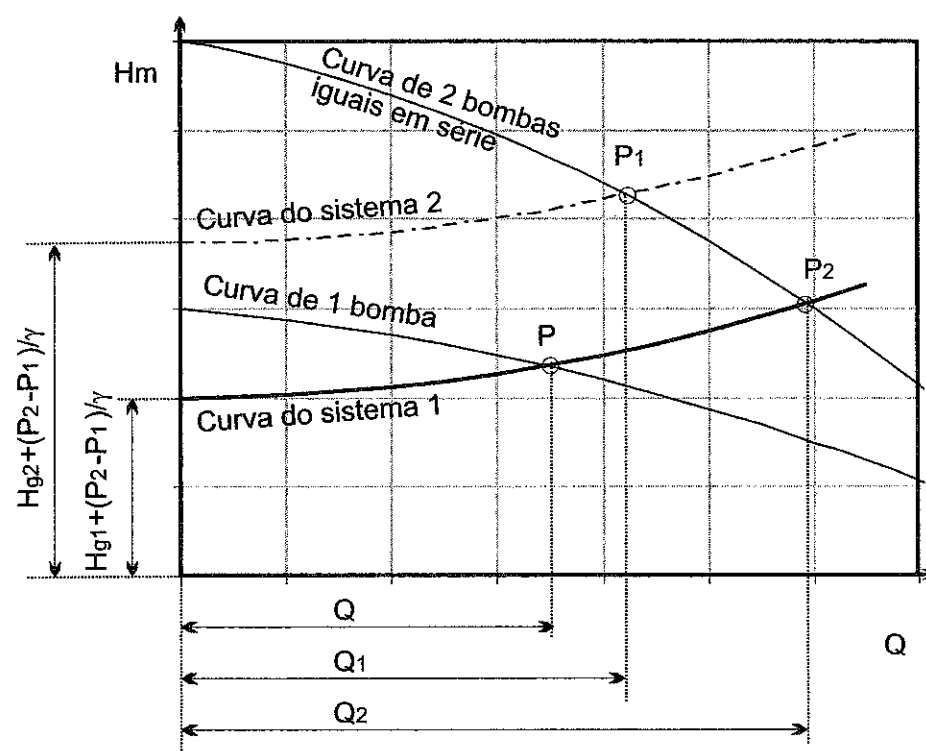



Figura 11.15 - Curva característica resultante da associação em série de duas bombas iguais

11.7 Cavitação e altura de aspiração das bombas

11.7.1 Cavitação

As bolhas formadas pelo ar dissolvido na água podem se desprender do líquido quando a pressão reinante no escoamento é reduzida ao valor da pressão de vapor. Essas bolhas tendem a aumentar de tamanho, tornando o escoamento intermitente, ou então pode ocorrer a separação da coluna líquida se a bolha ocupar toda a seção do tubo. As bolhas também podem ser carreadas pelo escoamento para uma região de pressão mais alta e implodir pela ação da pressão externa. O colapso das bolhas produz choques entre partículas fluidas que provocam flutuação na pressão e danificam a parede do conduto, reduzindo, assim, a capacidade de escoamento. Este fenômeno é conhecido por **cavitação**, pois no processo há formação de cavas ou bolhas no líquido. A cavitação pode também ocorrer em regiões sujeitas a redemoinhos e turbulências, que geram alta velocidade de rotação e, consequentemente, provocam a queda de pressão, como nos

vertedores de barragens. Outros exemplos de peças e aparelhos sujeitos à cavitação são as válvulas, orifícios, reduções bruscas, curvas e bombas.

No caso específico das bombas, as bolhas de ar são normalmente levadas pelo escoamento para o seu interior, onde a pressão é superior à pressão interna da bolha. Estas tendem a implodir e a água circundante é impelida para o centro da bolha, havendo um choque das partículas (golpe de aríete). Surge uma onda de sobrepressão em direção contrária ao centro da bolha, podendo atingir a parede interna da bomba. As bombas que operam com altas velocidades estão mais sujeitas a este tipo de problema. Os efeitos mais diretos decorrentes da cavitação são:

- barulho e vibração provocados pelas implosões das bolhas. Dependendo da bomba e particularmente do seu tamanho, o barulho pode parecer desde um leve som estalado até um som superior a 100 db;
- danificação do rotor e da carcaça na região de colapso das bolhas;
- falha estrutural, fadiga e problemas nos acoplamentos e nas ancoragens;
- alteração das curvas características das bombas.

A Figura 11.16 mostra as curvas características da altura manométrica "Hm" e rendimento "η" *versus* vazão "Q" de uma determinada bomba centrífuga, instalada em um sistema no qual a bomba cavita para vazões superiores a "Q_2". A partir desta vazão, as curvas características não seguem mais os comportamentos normais, apresentando uma queda substancial nos valores da altura manométrica e do rendimento. Assim, o ponto real de trabalho será o ponto (2) e não o (1).

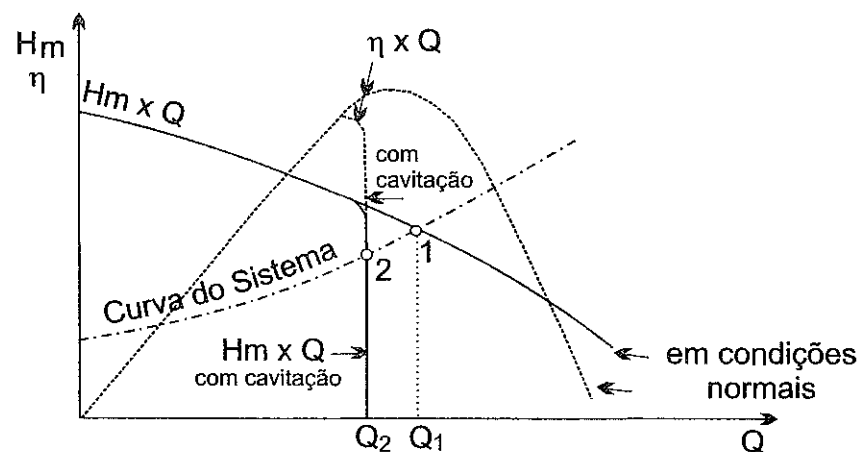



Figura 11.16 - Influência da cavitação nas curvas características de uma bomba centrífuga

Uma maneira de se combater a cavitação é injetando ar dentro da região das bolhas para reduzir o módulo de elasticidade volumétrico do líquido e amortecer o colapso da cavidade. Uma forma mais eficiente de evitar o problema é posicionando a bomba

numa altura conveniente, como relatado a seguir. Entretanto, quando a cavitação é inevitável, deve-se especificar as tubulações com material mais resistente à erosão, na região sujeita à cavitação.

11.7.2 Altura de aspiração nas turbobombas

A cavitação tem origem no ponto de menor pressão, por conseguinte, no caso das bombas, na sucção, principalmente na seção de entrada do rotor, antes de receber a energia cinética do movimento do rotor e logo após o escoamento ter perdido carga na tubulação de sucção e na entrada da bomba. A Equação de Bernoulli aplicada entre o nível de água do poço de sucção e esse ponto permite deduzir a Equação 11.13 que dá o valor da altura de sucção, a partir da qual há formação das bolhas de vapor.

$$Hg_s \leq \frac{P_{atm}^{abs}}{\gamma} - \left(\frac{P_v^{abs}}{\gamma} + \Delta h_s + NPSH_r \right) \tag{11.13}$$

Em que:

Hg_s: altura compreendida entre o nível de água do reservatório de sucção e o eixo da tubulação de entrada da bomba, em m;

P_{atm}^{abs}: pressão atmosférica local (absoluta), em kgf/m²;

P_v^{abs}: pressão de vapor do líquido (absoluta), em kgf/m²;

γ: peso específico da água, em kgf/m³;

Δh_s: perda de carga na sucção, em m;

$NPSH_r$: carga energética que a bomba necessita para succionar o líquido sem cavitar, em m.

O nível de água do reservatório de sucção deve ser tomado como referência. Assim, nas bombas afogadas, como a mostrada na Figura 11.3, Hg_s tem um valor negativo e será positivo quando a bomba estiver posicionada acima desta referência, como mostrado na Figura 11.2.

Vale a pena ressaltar na Equação 11.13 que somente a pressão atmosférica tem sinal positivo, que facilita a sucção, enquanto as demais grandezas, de sinal negativo, dificultam a aspiração da água pela bomba. A Equação 11.14 permite estimar o valor da pressão atmosférica local em função da altitude "h", em relação ao nível do mar, em metro.

$$\frac{P_{atm}^{abs}}{\gamma}=10,33-\frac{h}{900} \qquad (11.14)$$

Os valores da pressão de vapor "P_v^{abs}" e do peso específico "γ" para água podem ser obtidos nas Tabelas A-1ou A.2 do Anexo A, em função da temperatura.

O termo NPSH é proveniente de nomenclatura inglesa, correspondente à iniciais de "Net Positive Suction Head". Neste caso, "$NPSH_{requerido}$", ou simplesmente "$NPSH_r$", é interpretado fisicamente como sendo a carga energética que a bomba necessita para succionar o líquido sem cavitar e está relacionada com a perda de carga e a energia cinética na entrada do rotor. Consequentemente, o "$NPSH_r$" aumenta com a vazão. Os dados relativos ao "$NPSH_r$" podem ser obtidos experimentalmente e são, normalmente, fornecidos pelo fabricante da bomba, por meio de um gráfico em função da vazão, cuja curva tem a forma mostrada na Figura 11.10.

Uma outra maneira de se verificar as condições de cavitação é separando, na Equação 11.13, os termos que dependem da instalação ou do líquido bombeado dos termos que dependem da bomba. O conjunto dos termos que dependem da instalação é normalmente denominado de "$NPSH_{disponível}$", ou simplesmente "$NPSH_d$" e representa a carga existente na instalação para permitir a sucção do fluido.

$$\frac{P_{atm}^{abs}}{\gamma}-\left(Hg_s+\frac{P_v^{abs}}{\gamma}+\Delta h_s\right)=NPSH_d \qquad (11.15)$$

Em resumo, a avaliação das condições de cavitação pode ser realizada calculando o "$NPSH_d$" para a vazão de operação da bomba com a Equação 11.15 e comparando com o valor do "$NPSH_r$", obtido na curva fornecida pelo fabricante, para a mesma vazão. Assim, se

- $NPSH_d > NPSH_r \Rightarrow$ não há cavitação
- $NPSH_d < NPSH_r \Rightarrow$ há cavitação

Normalmente os líquidos bombeados não se apresentam em uma forma pura, mas contaminados por impurezas que podem alterar a pressão na qual a cavitação se inicia. Um dos tipos de impureza que ocorre com frequência no meio líquido são gases dissolvidos que podem provocar o surgimento de bolhas macroscópicas a pressões ainda superiores à pressão de vapor. Por este motivo, no caso de seleção de bombas, é importante estabelecer uma margem de segurança, para garantir a operação da bomba, mesmo com líquidos impuros, sem o inconveniente da cavitação. Na prática, utiliza-se a margem de segurança mínima de 0,5 m do líquido bombeado, ou 20% do valor teórico.

Quando o fabricante não fornece a curva do "$NPSH_r$" *versus* vazão, pode-se calcular um valor aproximado para o "$NPSH_r$", nas proximidades do ponto de rendimento máximo, pela expressão:

$$NPSH_r \cong 0{,}0012 n^{4/3} Q^{2/3} \tag{11.16}$$

Sendo:

n: rotação nominal da bomba, em rpm;

Q: vazão no ponto de rendimento máximo, em m^3/s;

$NPSH_r$: em m.

11.7.3 Escorva das bombas

As turbobombas só podem operar se estiverem totalmente cheias de água, ou seja, **escorvadas**. Conforme relatado anteriormente, a depressão deve-se ao deslocamento do fluido e é igual ao produto do peso específico desse fluido (γ) pela altura manométrica de sucção. Desta forma, se no interior da bomba contiver ar (γ_{ar} = 1 kgf/m³), no lugar de água ($\gamma_{água}$ = 1.000 kgf/m³), a depressão será muito pequena e incapaz de fazer a água chegar até a bomba. Assim, uma bomba localizada acima do nível de água do poço de sucção deve ser cheia de água antes da partida. Esse enchimento pode ser realizado manualmente, através de um tanque localizado em nível acima da bomba, ou por ejetor que aspira a água para o interior da bomba.

11.8 Golpe de aríete em linhas de recalque

No capítulo anterior, o problema dos transientes hidráulicos foi levantado para as adutoras por gravidade (ver item 10.4), em que foram destacadas, como potenciais causadoras do golpe de aríete, as altas velocidades de escoamento, as rápidas manobras nas válvulas controladoras de vazão e a ocorrência de ruptura da tubulação. Estes riscos também estão presentes nas linhas de recalque, sendo agravados por problemas que podem ser gerados pelo conjunto motobomba, tais como defeito mecânico na bomba ou interrupção da energia que alimenta o motor. Este último motivo é o mais frequente.

Quando o fornecimento da energia é interrompido, a velocidade angular do rotor diminui rapidamente, até que as forças de inércia do conjunto rotatório sejam equilibradas pelas forças originárias do atrito e da gravidade no equipamento. Consequentemente, a vazão, a velocidade e a pressão interna da tubulação vão sendo reduzidas, até que ocorra a inversão no sentido do escoamento, retornando o líquido em direção à bomba. Caso não exista válvula de retenção, a bomba começa a girar em sentido contrário, funcionando como turbina.

Entretanto, a situação mais comum é a instalação de válvulas de retenção logo após a bomba, para manter a coluna de água da tubulação de recalque sempre cheia. Assim, o retorno do escoamento pode encontrar a válvula fechada ou aberta, dependendo do tempo de manobra desta. Caso essa válvula esteja fechada, haverá uma sobrepressão devido ao golpe de aríete. Essa sobrepressão poderá ser agravada se a válvula estiver semifechada ou, ainda pior, se estiver aberta, pois a velocidade do líquido no interior da tubulação pode atingir valores muito elevados.

O estudo do golpe de aríete deve ser realizado pelo método das características, segundo a norma brasileira ABNT NBR-591/91- Projeto de adutora de água para abastecimento público. Para tanto, recomenda-se a consulta de publicações específicas sobre o assunto, como a de Wylie e Streeter (1993) e de Souza *et al.* (1991). Contudo, um diagnóstico preliminar pode indicar o rigor do golpe de aríete num dado sistema, no qual as características hidráulicas e de operação sejam estabelecidas. Segundo o Manual M11 da AWWA (1964), para a maioria das linhas adutoras com bombas centrífugas, as questões relacionadas na Tabela 11.2, apresentada a seguir, poderão dar um indicativo da seriedade do problema do golpe de aríete no sistema.

Se a resposta a alguma das questões de (a) até (g) for afirmativa, há uma forte possibilidade de que ocorram sérios golpes de aríete. Se 2 ou mais das 12 questões tiverem respostas afirmativas, a possibilidade de golpe será proporcional ao número de respostas afirmativas.

Cabe relembrar que o período crítico do conduto, em segundos, é definido como "2L/C", sendo "L" o comprimento do conduto e "C" a celeridade de propagação da onda de pressão, conforme apresentado na Equação 10.4.2, do capítulo 10.

Tabela 11.2 - Verificações quanto aos problemas relacionados com golpe de aríete

Item	Pergunta	Resposta
a	Existe algum ponto alto no perfil da linha adutora onde a ocorrência de um vácuo pode causar a separação da coluna de água quando a bomba se desligar?	
b	O comprimento da linha adutora é inferior a 20 vezes a carga na bomba?	
c	A velocidade máxima de escoamento na linha de recalque é superior a 1,2 m/s?	
d	O fator de segurança dos tubos é inferior a 3,5 para as pressões normais de operação?	
e	Qual é a taxa natural de desaceleração da coluna de água se a bomba é desligada? A coluna de água parará e inverterá sua direção de escoamento em tempo inferior ao crítico de propagação da onda de sobrepressão para a linha adutora?	
f	A válvula de retenção fecha em tempo inferior ao tempo crítico da linha de recalque?	
g	Existe alguma válvula automática de fechamento rápido ajustada para abrir ou fechar em tempo inferior a 5,0 s?	
h	A bomba ou o seu motor seria danificado se fosse permitido o retorno do escoamento na velocidade máxima?	
i	A bomba estará trabalhando adequadamente antes que a válvula de descarga esteja plenamente fechada?	
j	A partida da bomba será com a válvula de descarga com a gaveta aberta?	
k	Existe *booster* no sistema que seja dependente da operação da estação de bombeamento em consideração?	
l	Existe alguma válvula de fechamento rápido automático usado no sistema de bombeamento que se torna inoperante com a falha do sistema de pressurização do bombeamento?	

Fonte: Adaptado de Steel pipe-AWWA M11 (1964)

11.9 Projeto de estações elevatórias

As estações elevatórias, dotadas de turbobombas e motores elétricos, são constituídas, basicamente, de poço de sucção e casa de máquinas. Em estações elevatórias de maior porte é comum prever instalação para o operador, subestação de rebaixamento de potência, oficina, almoxarifado etc.

11.9.1 Poço de sucção

Algumas vezes as tomadas de água bruta por meio de bombas são realizadas diretamente nos rios, lagos, ou em canais de derivação, conforme mostra a Figura 11.17 mas, normalmente, são feitas em poços de sucção, principalmente quando se referem às águas tratadas (ver Figura 11.18). Quando providas de poço de sucção, as bombas podem estar no próprio poço, denominado poço úmido, ou em poço seco, conforme mostra a Figura 11.19.

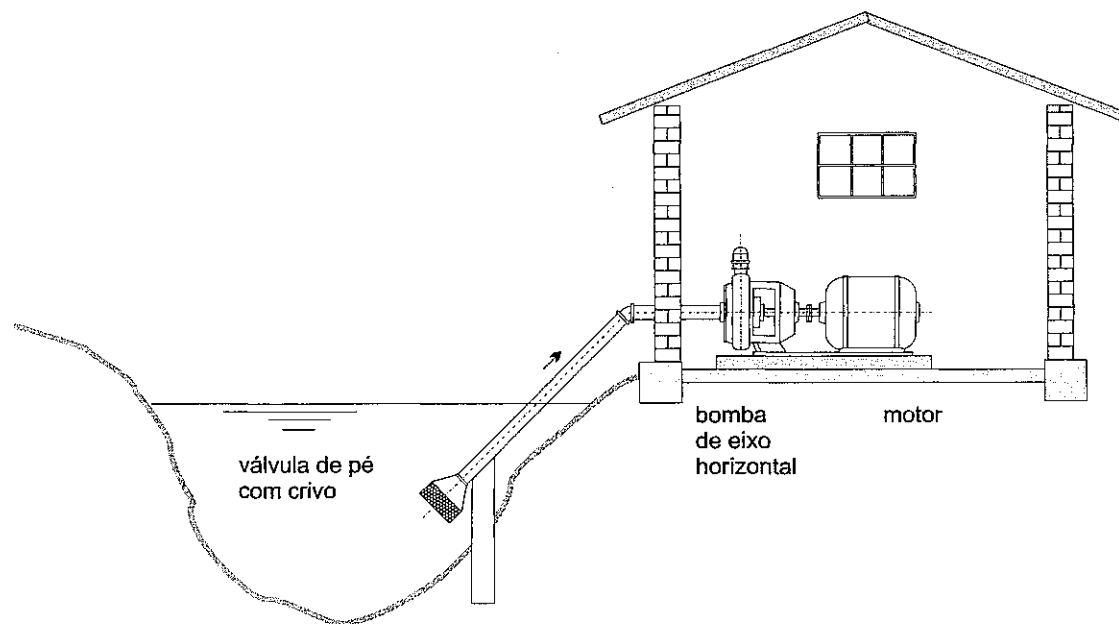



Figura 11.17 - Tomada de água direta, situada na margem do manancial

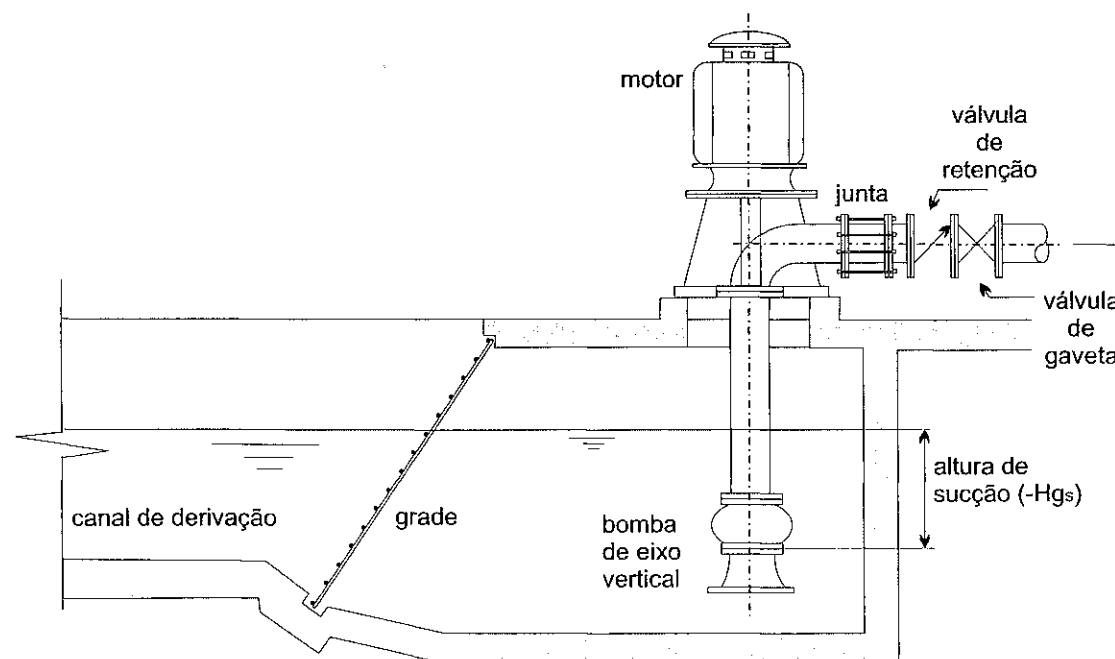



Figura 11.18 - Tomada de água direta no canal de derivação

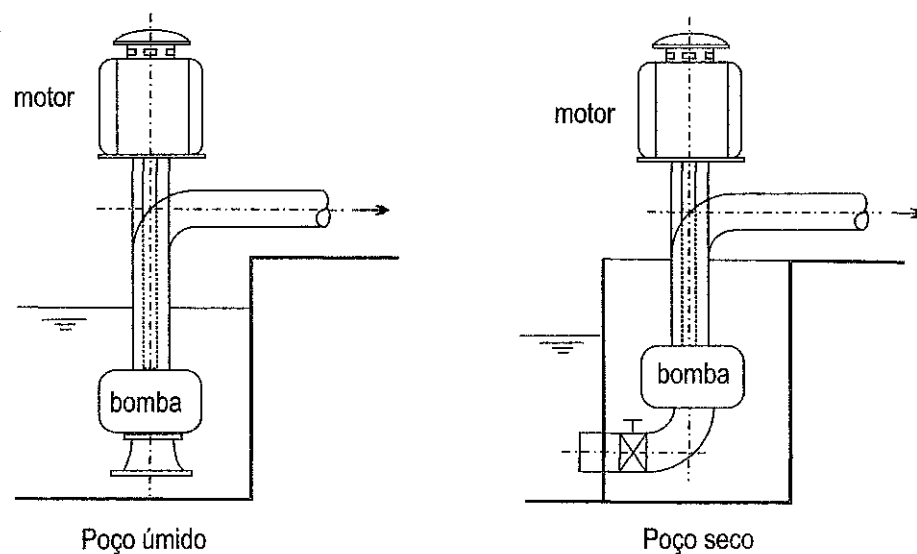



Figura 11.19 - Instalação de bomba em poço úmido e seco
Fonte: NOVAK *et al.* (1996)

A instalação de bomba em poço úmido é um sistema econômico e largamente utilizado, principalmente pela vantagem que apresenta com relação à redução na altura de sucção e à escorva da bomba, entretanto, a manutenção fica prejudicada pela dificuldade de acesso à bomba. A instalação abaixo do nível de água, em poço seco, atende aos quesitos redução na altura de sucção, escorva e manutenção da bomba, mas nem sempre é viável economicamente, devido principalmente à topografia. Os motores das bombas podem ficar fora do poço de sucção, abrigados das intempéries do tempo, ou desabrigados; neste caso, sua especificação deve prever uma proteção especial. Já as bombas submersíveis, que possuem motor blindado acoplado à bomba, podem ficar imersas na água do poço de sucção. Quando a altura de sucção é pequena, as bombas são instaladas em poço seco, acima do nível de água.

Um aspecto importante nos projetos das estações elevatórias é a tomada de água e, consequentemente, do poço de sucção. No caso de pequena submergência na tomada de água, vórtices podem ser formados, dando oportunidade de entrada de ar na tubulação de sucção, o que pode causar queda de eficiência, vibração estrutural e corrosão na bomba e acessórios. Para evitar a formação de vórtice, a norma brasileira ABNT NBR 12.214/1992 faz algumas recomendações para as dimensões do poço de sucção, dentre estas:

- submergência mínima da entrada da tubulação de sucção de 2,5 d, sendo "d" o diâmetro interno dessa tubulação, ou 0,50 m;
- distância mínima entre a parte inferior do crivo (ou do tubo) e o fundo do poço de 1,0 d a 1,5 d, ou 0,20 m;
- distância mínima da parte externa da tubulação às paredes de 1,0 d ou 0,30 m.

Uma das maneiras de assegurar um escoamento mais uniforme e menor perda de carga na tubulação de sucção é fazendo a entrada desta em forma de sino, conforme mostra a Figura 11.20-a. Neste caso, segundo recomendações de Prosser (1977), as dimensões do poço de sucção são aquelas apresentadas na Figura 11.20.

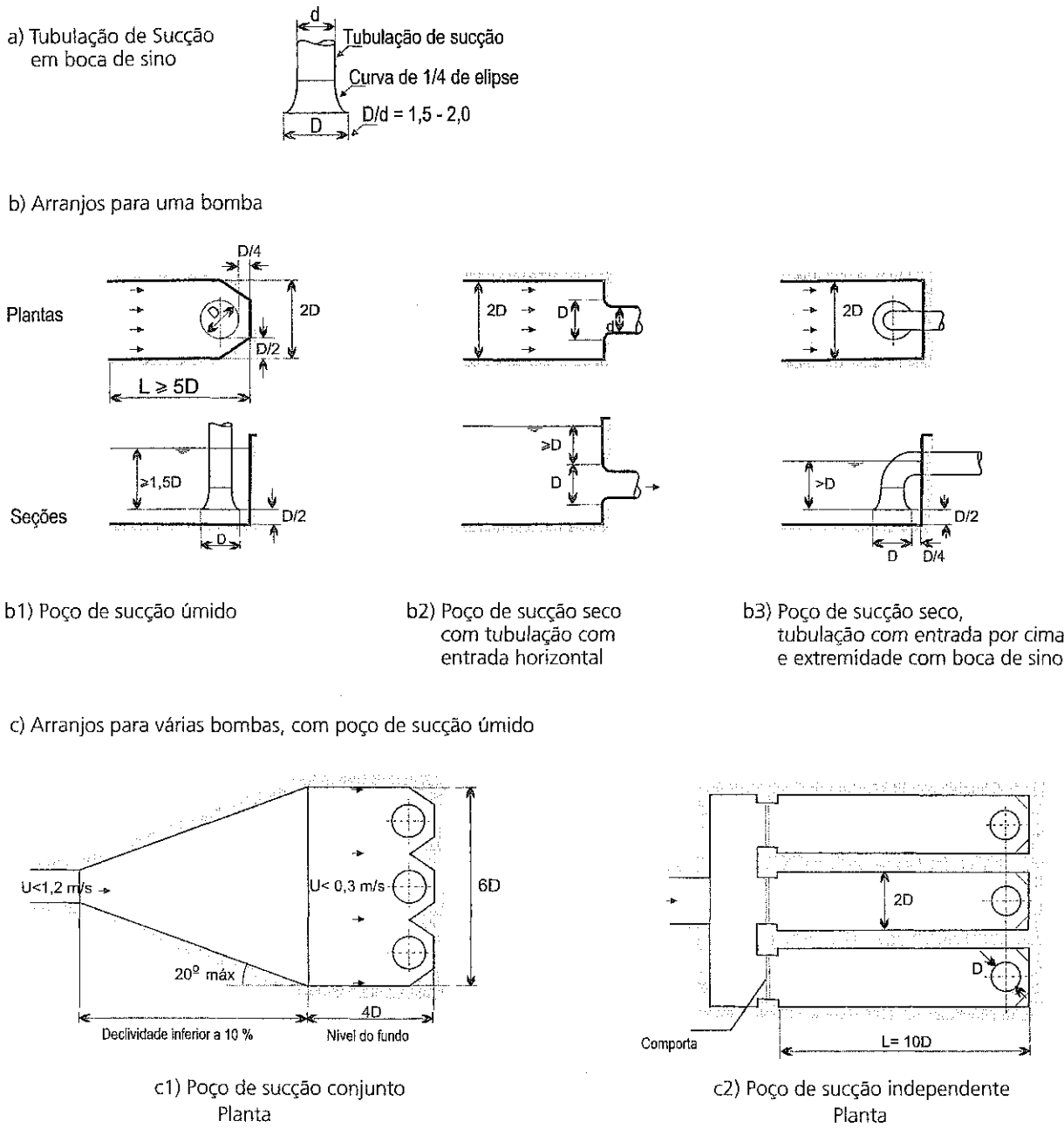



Figura 11.20 - Arranjos para instalação da tubulação de sucção, dotada de boca de sino, no poço de sucção
Fonte: PROSSER (1977)

11.9.2 Sala de máquinas

A sala de máquinas é o local destinado ao abrigo dos conjuntos elevatórios, tubulações de sucção e recalque, aparelhos de controle, equipamentos eletromecânicos complementares e instrumentos de medição elétricos e hidráulicos. Para permitir a retirada e a reposição das partes pesadas da instalação elevatória, em geral são instalados equipamentos de movimentação de carga.

No dimensionamento das tubulações de sucção e recalque, devem ser observados os critérios estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 12.214/1992 relacionados a seguir:

- velocidade mínima no barrilete: 0,60 m/s;
- velocidade máxima na tubulação de recalque: 3,0 m/s;
- velocidade mínima na tubulação da sucção:
  - água transportando matéria orgânica ou suspensões siltosas: 0,30 m/s;
  - água transportando suspensões arenosas: 0,45 m/s;
- velocidade máxima na tubulação de sucção, conforme indicado na Tabela 11.3. Entretanto, no caso de bombas afogadas admitem-se velocidades superiores a essas.

Tabela 11.3 - Velocidade máxima de sucção

Diâmetro nominal DN	Velocidade m/s
50	0,70
75	0,80
100	0,90
150	1,00
200	1,10
250	1,20
300	1,40
≥ 400	1,50

O arranjo dos conjuntos motobomba, tubulações de sucção e recalque, bem como barrilete, devem ser concebidos tendo em vista a montagem, a operação e a manutenção dos equipamentos. Por isso, é importante prever uma área de circulação (lateral e superior) em torno destes, via equipamento de movimentação de carga. A Figura 11.21 apresenta algumas sugestões de arranjos para assentamento de conjuntos motobomba e tubulações, para alguns tipos de bombas.

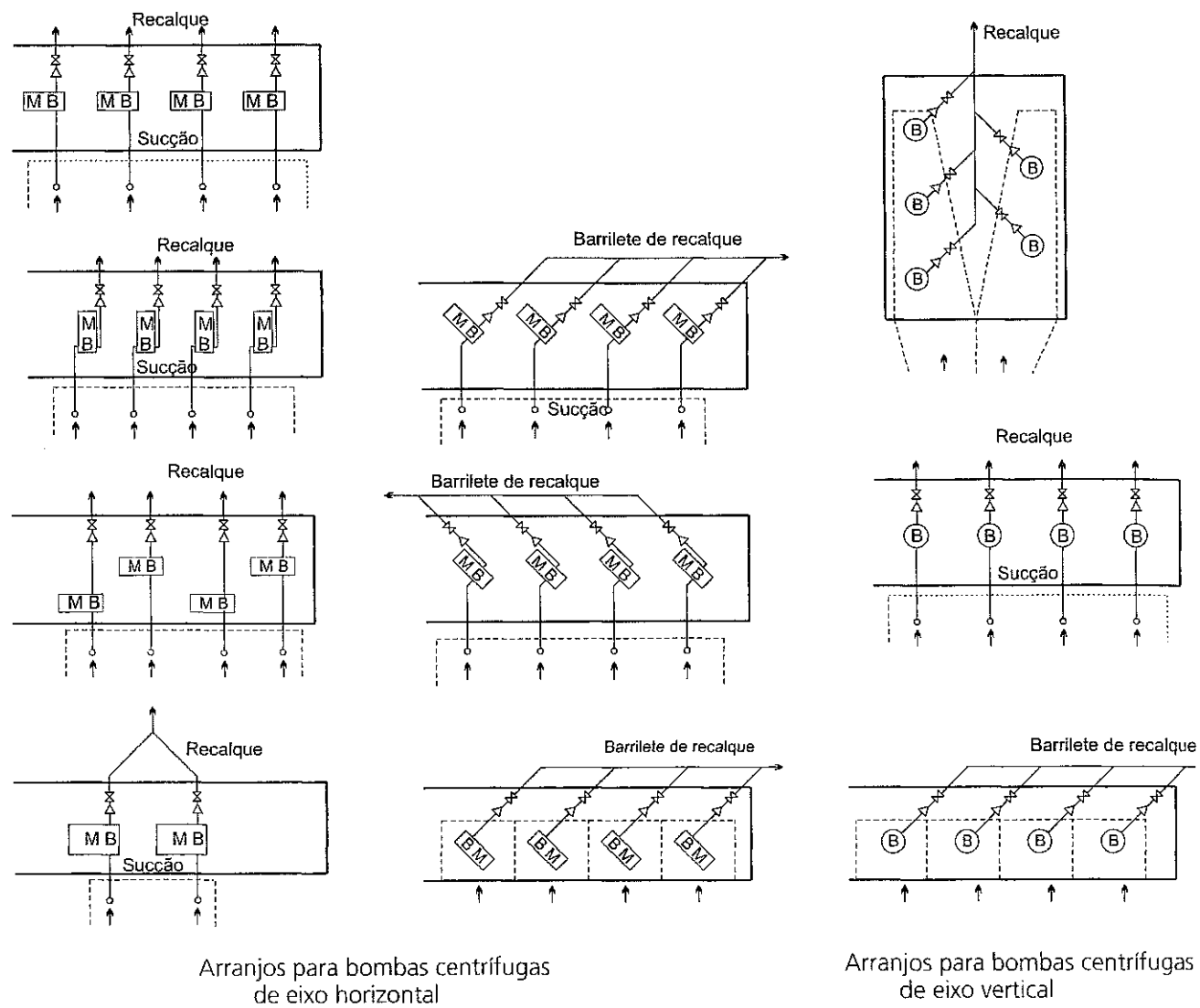



Figura 11.21 - Arranjo de bombas "B" e motores "M" na casa de máquinas
Fonte: TSUTIYA (2004)

11.10 Bombas utilizadas em situações especiais

As turbobombas, hoje em dia, estão presentes em quase todas as instalações de bombeamento. Entretanto, em algumas condições especiais, as bombas volumétricas, os carneiros hidráulicos e os sistemas com emulsão de ar podem ser a melhor ou a única solução de bombeamento em pequenos sistemas de abastecimento de água.

11.10.1 Bombas volumétricas

As bombas volumétricas (volumógenas ou de deslocamento direto) são raramente utilizadas em sistemas de abastecimento de água, a não ser em serviços cujas alturas manométricas são excepcionais e as vazões são reduzidas, fugindo da faixa de aplicação das turbobombas. Além disso, têm sido empregadas como bombas dosadoras, pois permitem um controle mais preciso dos volumes bombeados.

As bombas volumétricas são dotadas de câmara e órgão propulsor instalado em seu interior, que transmite energia de pressão ao líquido. O órgão propulsor pode ser um diafragma, ou pistão, dando assim origem às bombas do tipo diafragma ou pistão também denominadas de êmbolo. A Figura 11.22 mostra o funcionamento da bomba tipo pistão, iniciando pela condição mostrada em (a) e posteriormente a ascensão do pistão (b), que produz o vácuo no interior da câmara, abrindo uma válvula situada na parte inferior (V_2), que dá lugar à entrada de líquido na câmara (c). Na sequência, o pistão é movimentado em sentido contrário (d), o que faz o fechamento dessa válvula (V_2) e a abertura de outra (V_1), instalada num orifício posicionado no pistão, enchendo toda a câmara de água. Novamente o pistão é levantado, forçando o fechamento da válvula (V_1) e a saída de água pela tubulação de recalque (e). Ao mesmo tempo, a válvula (V_2) é aberta, dando acesso ao cilindro de nova quantidade de água e início de novo ciclo. Vê-se, portanto, que o escoamento deve flutuar ciclicamente. Essa flutuação pode ser reduzida substancialmente com a colocação de três ou mais câmaras.

A determinação da altura manométrica de recalque para as bombas do tipo pistão deve levar em consideração, além das grandezas vistas no item anterior, algumas outras próprias da bomba, tais como:

- a carga energética para manter abertas as válvulas de aspiração (V_1) e de recalque (V_2);
- a carga energética para adquirir as acelerações nos encanamentos de aspiração e de recalque, em consequência da intermitência da descarga.

Uma vantagem desse tipo de bomba, em relação às turbobombas, é que ela não requer o enchimento prévio da bomba e da tubulação de sucção, pois ela é auto-escorvante.

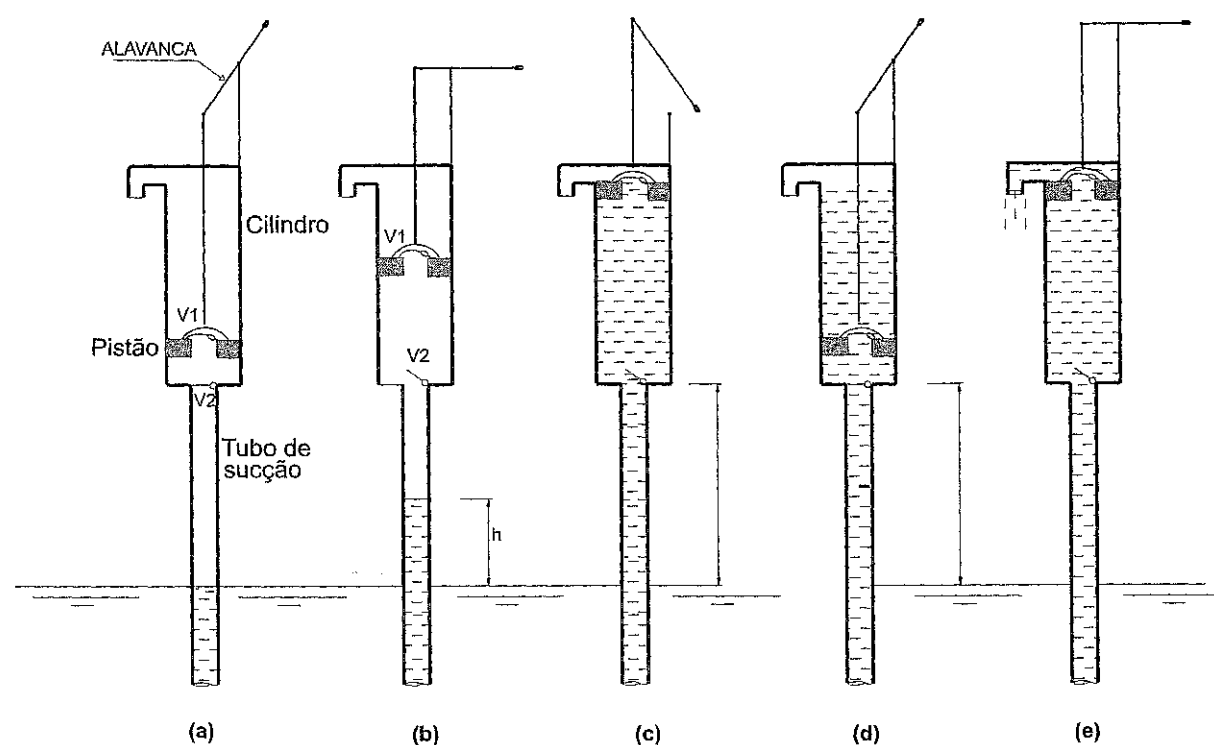



Figura 11.22 - Bomba tipo pistão

11.10.2 Carneiro hidráulico

O carneiro hidráulico desempenha, ao mesmo tempo, a função de motor e bomba, utilizando parte da energia hidráulica, recebida como fonte propulsora, para elevar uma fração da água recebida. A condição topográfica necessária à sua instalação torna o seu emprego muito restrito, além disso, só consegue elevar uma pequena fração da água que recebe. Apesar desse fato e do baixo rendimento, ainda é utilizado em algumas fazendas e sítios, tendo em vista as vantagens de funcionamento contínuo, facilidade de manutenção e baixo custo do equipamento.

Muito provavelmente, o carneiro hidráulico é a única aplicação positiva do golpe de aríete, já que o seu funcionamento depende da ocorrência de transientes hidráulicos. A Figura 11.23 ajuda a entender o funcionamento desta bomba. A água captada, pela ação da gravidade, enche toda tubulação até a válvula V_1, escapando ainda um pouco de água por ela, até que a força devido à pressão do escoamento supera o peso desta válvula, fechando-a bruscamente. Imediatamente surge uma sobrepressão em todo o corpo do carneiro hidráulico, abrindo a válvula V_2 e deixando passar a água para a câmara de ar, comprimindo-o. O ar reage e força o fechamento da válvula V_2 e o escoamento da água pela tubulação de recalque. Enquanto isso, a água oriunda da fonte volta a escapar pela válvula V_1, pois o desvio do escoamento para a câmara reduz a pressão.

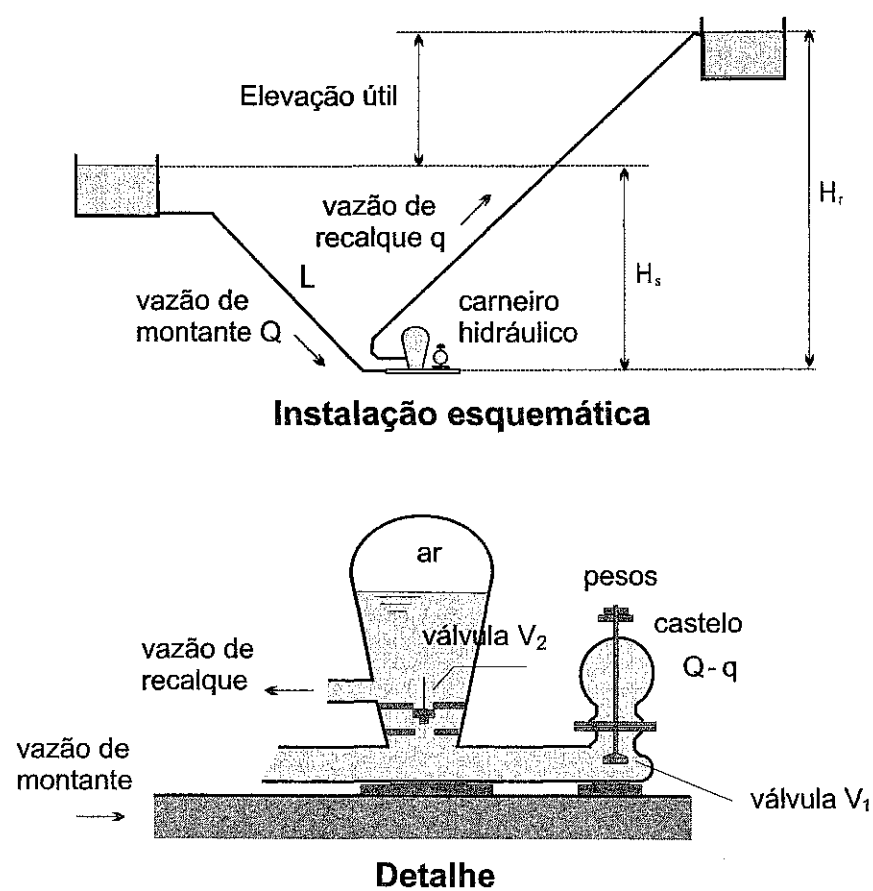



Figura 11.23 - Carneiro hidráulico

O módulo de elasticidade do material da tubulação que alimenta o carneiro hidráulico provoca mudanças na velocidade da onda de pressão e, consequentemente, afeta a performance da bomba (Rojas, 2002). Por isso, é recomendável a utilização de tubos de ferro fundido para a tubulação de alimentação do equipamento, quando a altura de queda for superior a 4,2 m, tanto pela sua resistência a sobrepressão, como pelo módulo de elasticidade do material. Azevedo Netto e Alvarez (1982) recomendam também para essa tubulação um alinhamento retilíneo, diâmetro superior ao da tubulação de recalque e mais as seguintes relações:

- $L \geq 1{,}0H_r$ a $1{,}2H_r$, sendo L = comprimento da tubulação a montante;
- $10H_s > L \geq 5H_s$;
- $8{,}0\ m < L \leq 75\ m$.

A quantidade de água aproveitada pelo carneiro hidráulico é função da relação entre a altura de montante e a de recalque, bem como da vazão disponível e do rendimento do equipamento. Para exemplificar, apresentam-se na Tabela 11.4 os dados de um fabricante de carneiro hidráulico.

Tabela 11.4 - Características de carneiro hidráulico

Características	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5
Vazão disponível Q (l/min)	12 a 20	20 a 30	40 a 65
Diâmetro da tubulação de entrada	1"	1.1/4"	2"
Diâmetro da tubulação de recalque	½"	1/2"	3/4"
Proporção (1: H_r/H_s)	**Vazão de recalque (l/h)**		
1:3	180-300	300-420	640-950
1:4	120-210	220-320	440-700
1:5	100-170	180-270	350-570
1:6	80-140	150-220	300-480
1:7	70-120	115-190	245-420
1:8	60-105	105-170	210-360
1:9	55-100	90-150	180-320
1:10	45-85	85-135	150-290
1:12	40-70	70-110	125-255
1:14	30-60	60-95	100-175
1:16	25-50	50-80	80-140
1:18	20-40	45-70	60-110
1:20	15-35	40-55	45-100

Fonte: KENYA LTDA (2005)

Os rendimentos desse equipamento são muito variáveis, oscilando entre 30% e 80%, quando calculados pela expressão mostrada a seguir:

$$\eta = \frac{q}{Q} \cdot \frac{H_r}{H_s} \tag{11.21}$$

Em que:
q: vazão de recalque, em l/h;
η: rendimento hidráulico do carneiro;
Q: vazão de montante, em l/h;
H_s: altura de montante, em m;
H_r: altura de recalque, em m.

11.10.3 Sistema com emulsão de ar

Este sistema, mais conhecido por *air-lift*, é comumente utilizado para retirada de água de poços profundos e tomadas de água com grandes quantidades de areia, silte ou óxido de ferro, que poderiam desgastar outros tipos de bomba. A extração da água se faz por meio de injeção de ar dentro do poço. O ar, ao misturar-se com a água, forma uma emulsão de menor peso específico que a água e por isso mesmo se eleva mais que o nível dinâmico da água. A Figura 11.24 ajuda a entender o funcionamento explicado e apresenta a nomenclatura normalmente empregada nesse tipo de instalação. A eficiência desse tipo de bomba é relativamente baixa, variando de 25% a 40%.

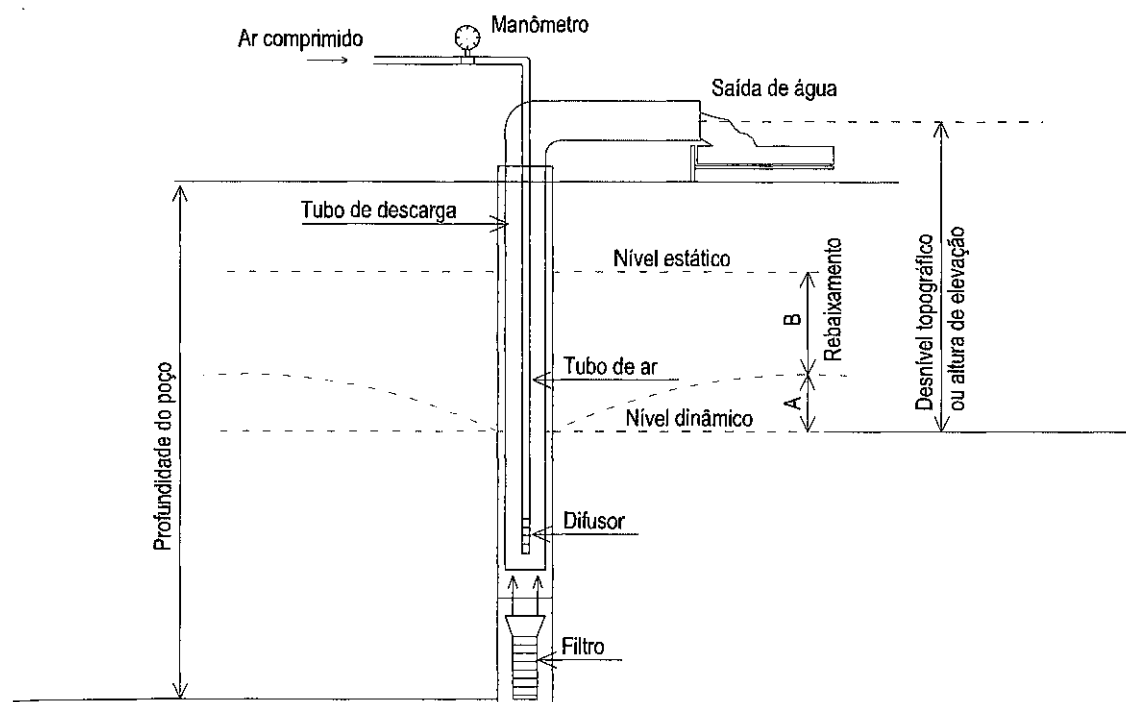



Figura 11.24 - Sistema de retirada de água com ar comprimido
Fonte: MACINTYRE (1987)

Para especificação do compressor, é importante conhecer o consumo de ar e a pressão necessária nesse tipo de sistema. A equação q = fQ permite estimar a vazão necessária de ar, sendo:

q: vazão de ar;
Q: vazão de água no recalque;
f: vazão específica de ar, que pode ser calculada, segundo Macintyre (1987), pela equação de Rix-Abrams, mostrada a seguir:

$$f = \frac{C}{k \log \frac{A + 10,3}{10,3}} \qquad (11.22)$$

O coeficiente k que aparece na equação anterior depende da submergência S_p, dada pela Equação 11.23, e da posição do tubo de ar em relação ao tubo de descarga. A Tabela 11.5 mostra como os valores de k costumam variar em função desses parâmetros.

$$S_p = 100 \frac{A}{A + C} \qquad (11.23)$$

Em que:
A: submergência dinâmica;
C: desnível topográfico.

Tabela 11.5 - Valores de k em função da submergência

Submergência (%)	Valores de k	
	Tubo de ar por fora do tubo de descarga	Tubo de ar por dentro do tubo de descarga
75	14,92	13,45
70	14,59	13,12
65	14,18	12,47
60	13,65	11,62
55	12,96	10,68
50	12,06	9,70
45	11,09	8,72
40	10,03	7,54
35	8,80	6,60

A pressão p, a ser fornecida pelo compressor de ar, pode ser determinada pela equação mostrada a seguir, em que A é a submergência em relação ao nível dinâmico e Δh a perda de carga no tubo de ar.

$$p = \frac{A + \Delta h}{0,70} \qquad (12.24)$$

11.11 Escolha do tipo de bomba

Para selecionar adequadamente um tipo de bomba é fundamental que se tenha suficiente informação a respeito dos vários tipos de bombas existentes. Nos itens anteriores (11.4 e 11.10) foram apresentadas as turbobombas (centrífuga, axial e mista), normalmente utilizadas em sistema de abastecimento de água e algumas não convencionais, tais como a bomba alternativa, o carneiro hidráulico e a bomba com sistema de ar comprimido. Dentre as bombas convencionais, as centrífugas de eixo horizontal são as mais utilizadas nos sistemas de abastecimento de água, por atender uma ampla faixa de serviços, com arranjos que facilitam a manutenção, por um custo normalmente inferior aos de outros tipos. Visando a orientar a seleção de bombas, apresenta-se a Figura 11.25 com o campo de emprego das turbobombas e das bombas alternativas.

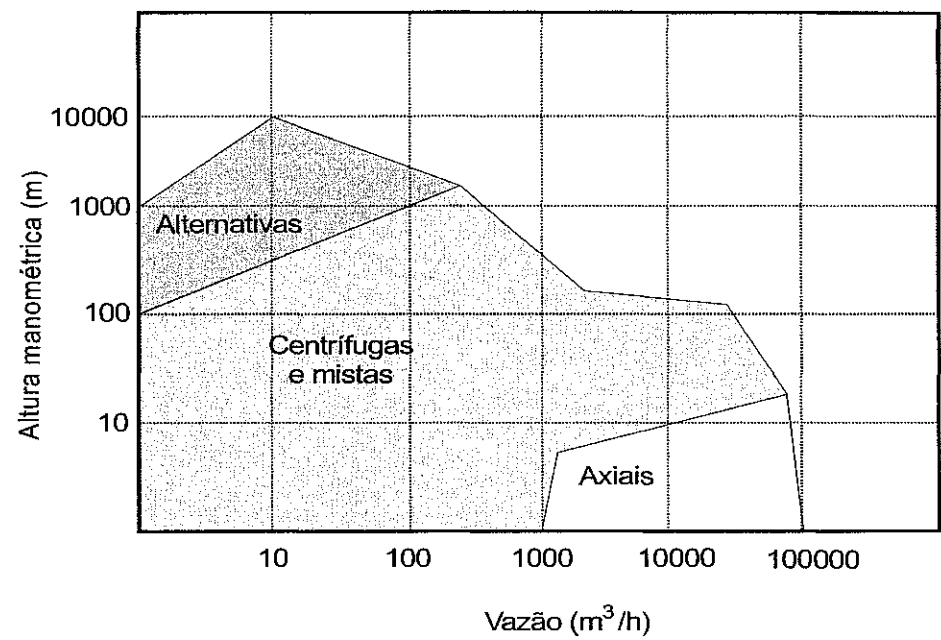



Figura 11.25 - Campo de emprego de bombas alternativas e turbobombas
Fonte: MACINTYRE (1987)

A **velocidade específica** é um parâmetro importante na seleção do tipo de bomba e representa a velocidade de rotação da bomba modelo, trabalhando com vazão e altura manométrica iguais a unidade. Com base na teoria da semelhança dinâmica é possível obter a Equação 11.25 para o cálculo desse parâmetro e a partir deste classificar bombas similares, como mostra a Tabela 11.6 para as turbobombas.

$$n_e = \frac{nQ^{1/2}}{H_m^{3/4}} \qquad (11.25)$$

Em que:
n_e: velocidade específica da bomba modelo, em rpm;
n: velocidade de rotação da bomba protótipo, em rpm;
Q: vazão bombeada no ponto de máxima eficiência, em m³/s;
H_m: altura manométrica no ponto de eficiência máxima, em m.

Tabela 11.6 - Faixa de operação das turbobombas com relação à velocidade específica

Tipo de bomba	Velocidade específica
Radial	10-90
Mista	40-160
Axial	150-420

Exemplo 11.1

Uma elevatória capta água de um manancial, cujas cotas dos níveis máximo e mínimo de água são 640,0 m e 635,0 m, respectivamente. Através de uma adutora, a água é recalcada para um reservatório. A entrada da adutora no reservatório efetua-se na cota 670,0 m, 0,10 m acima do seu nível máximo de água. O diâmetro da tubulação de recalque é de 200 mm, comprimento de 2.500 m, altura média das rugosidades das paredes das tubulações de 0,035 mm (PVC). As perdas de carga localizadas no recalque totalizam 7,0 $U^2/2g$. A perda de carga na sucção é desprezível. Determinar as faixas de vazão e de potência em que a bomba opera nesse sistema, tendo em vista as características da bomba apresentadas na tabela a seguir:

Vazão em (l/s)	0	10	20	30	40	50
Altura manométrica (m)	50	48,2	45,8	41,5	37,4	32,3
Rendimento da bomba (%)	0	45	65	71	65	45

Solução

Problemas desse tipo são resolvidos através do confronto das curvas do sistema com a da bomba, normalmente por meio gráfico, e então, determinado o ponto de trabalho.

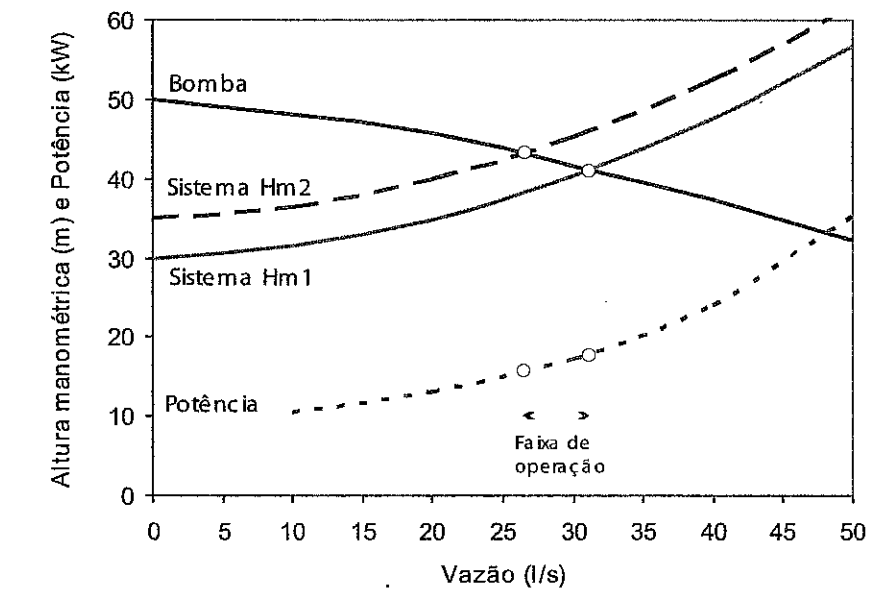
Analisando a Equação 11.1 representativa de sistemas de tubulação e aplicando-a a este, constata-se que duas equações de curva limitam a faixa de operação do sistema, uma para Hg_1 = 30,0 m e a outra para Hm_2 = 35,0 m. Além disso, pode-se considerar a velocidade no manancial desprezível e as pressões neste e no reservatório iguais à atmosfera. Assim, a Equação 11.1 para este problema transforma-se em:

$$Hm_1 = Hg_1 + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h \qquad Hm_2 = Hg_2 + \frac{U_2^2}{2g} + \Delta h$$

U_2 corresponde à velocidade média na saída da tubulação e Δh às perdas de carga contínua ($\Delta h'$) e localizada ($\Delta h''$). A tabela a seguir mostra o cálculo para obtenção da curva do sistema, cujas perdas de carga contínua foram calculadas para vários valores de vazão, pela Fórmula Universal (Equação 11.11), com coeficientes de perda de carga obtidos por meio da Equação de Colebrook-White. Para facilitar o cálculo, o programa HidroWin[3] foi utilizado para determinação da perda de carga contínua.

[3] O HidroWin pode ser encontrado no site: <www.ehr.ufmg.br/download>.

Q (l/s)	0	10	20	30	40	50	60
U (m/s)	0	0,32	0,64	0,95	1,27	1,59	1,91
Re(x10^5)	0	0,63	1,27	1,88	2,51	3,15	3,78
f	0	0,021	0,018	0,017	0,016	0,016	0,016
$\Delta h'$	0	1,33	4,69	9,91	16,95	25,76	36,33
$U^2/2g$	0	0,01	0,02	0,05	0,08	0,13	0,19
$\Delta h''$	0	0,07	0,14	0,35	0,56	0,91	1,33
H_{m1}	30,0	31,41	34,85	40,31	47,59	56,80	67,85
H_{m2}	35,0	36,41	39,85	45,31	52,59	61,80	72,85

O gráfico seguinte apresenta os valores obtidos para as curvas do sistema (Hm_1 e Hm_2), em função da vazão, juntamente com os dados da bomba de altura manométrica e potência, esse último calculado pela Equação 11.4. A faixa de operação (interseção das curvas Hm_1 e Hm_2 com a curva da bomba) apresenta os resultados de vazão compreendidos entre os valores de 26,4 e 31,1 l/s e as correspondentes potências de 16 e 18 kW.

Exemplo 11.2

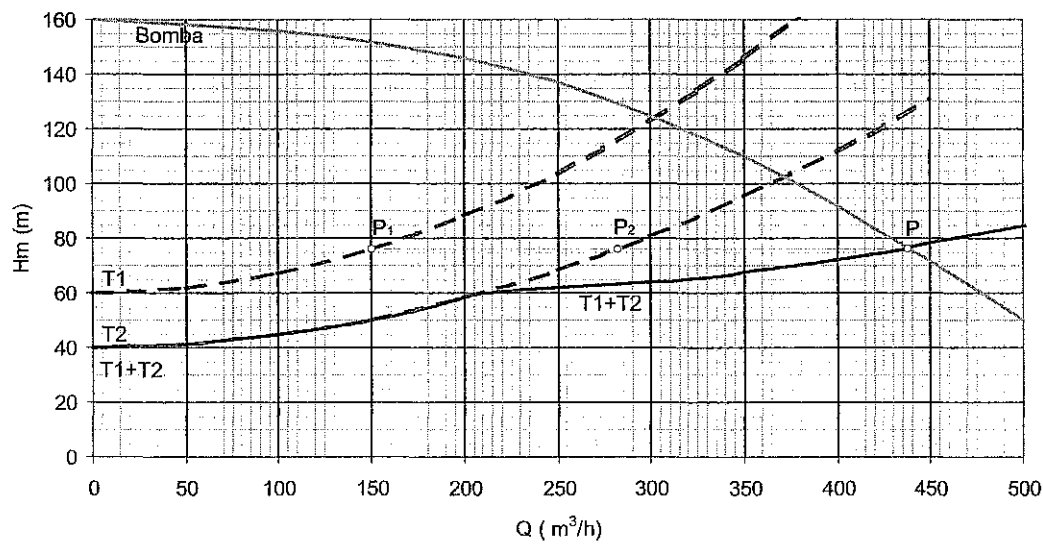
Uma bomba recalca água ora para o reservatório R_1 cujo N.A. está na elevação 860,0 e ora para o reservatório R_2 com N.A. na elevação 840,0, tendo como origem um poço de sucção cujo N.A. está na elevação 800,0. Os dados das curvas características de perda de carga da tubulação T_1 que conduz água para o R_1 e a da tubulação T_2 que transporta água para o R_2, juntamente com os dados da bomba, estão mostrados na tabela seguinte. Pede-se determinar a vazão em cada tubulação, caso a bomba recalque simultaneamente para os dois reservatórios.

	Vazão (m^3/h)	0,0	50,0	100,0	150,0	200,0	250,0	300,0	350,0	400,0	450,0	500,0
T_1	Δh_1 (m)	0,0	1,8	7,0	15,8	28,0	43,8	63,0	85,8	112,0	141,8	175,0
T_2	Δh_2 (m)	0,0	1,1	4,5	10,1	18,0	28,1	40,5	55,1	72,0	91,1	112,5
Bomba	Hm (m)	160,0	158,0	156,0	152,0	146,0	137,0	125,0	110,0	92,0	72,0	50,0

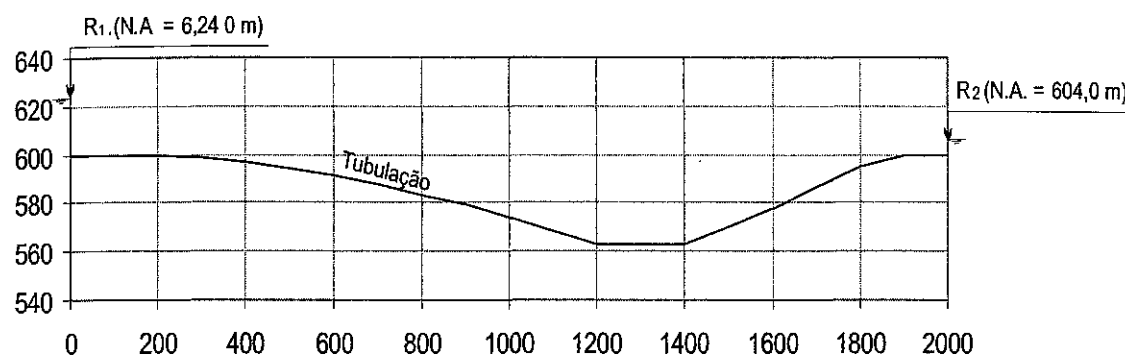
Solução

Esse problema é resolvido graficamente, plotando:

- curva da bomba com os valores dados;
- curva T_1, soma de $\Delta h1$ e Hg_1 ($Hg_1 = 60,0$ m);
- curva T_2, soma de $\Delta h2$ e Hg_2 ($Hg_2 = 40,0$ m);
- curva T_1+T_2, correspondente à soma da vazão de T_1 com a vazão de T_2, para uma mesma altura manométrica.

A interseção da curva T_1+T_2 com a curva da bomba é correspondente ao ponto de operação (Q = 438 m^3/h, Hm = 76,0 m). Para Hm_1 e Hm_2 iguais a 76,0 m nas curvas T_1 e T_2, respectivamente, obtém-se os valores $Q_1 = 150$ m^3/h e $Q_2 =$ 283 m^3/h, respostas do problema.

Exemplo 11.3

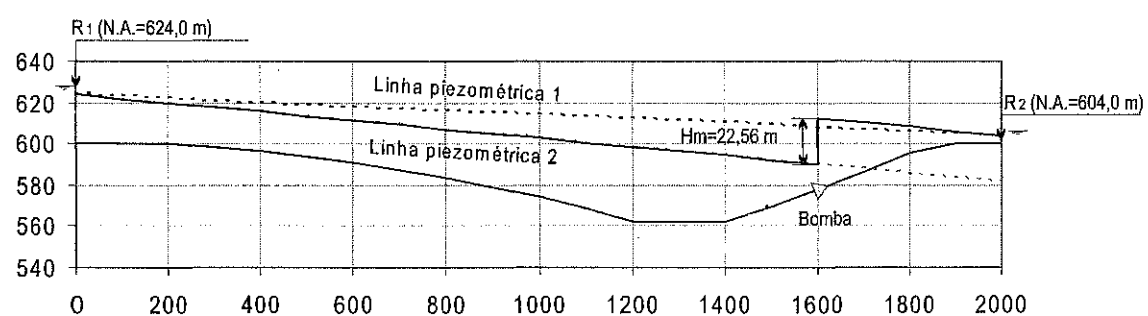
Dois reservatórios são interligados por uma adutora de 2.000 m de comprimento, 100 mm de diâmetro, rugosidade de 0,035 mm, conforme perfil mostrado na figura a seguir. O nível de água do reservatório R_1 está na elevação 624,0 m, e do reservatório R_2, na elevação 604,0 m. Desejando-se aumentar a vazão transportada em 50%, uma bomba tipo *booster* deve ser instalada na linha.

Determinar a vazão, a altura manométrica e o local em que a bomba deve ser instalada, desprezando as perdas de carga localizadas.

Solução

- Vazão da adutora por gravidade

  Admitindo que toda a carga disponível (20,0 m) seja gasta com a perda de carga e com o auxílio do HidroWin para cálculo da vazão na Equação Universal, obtém-se Q = 7,83 L/s.

- Dimensionamento da bomba

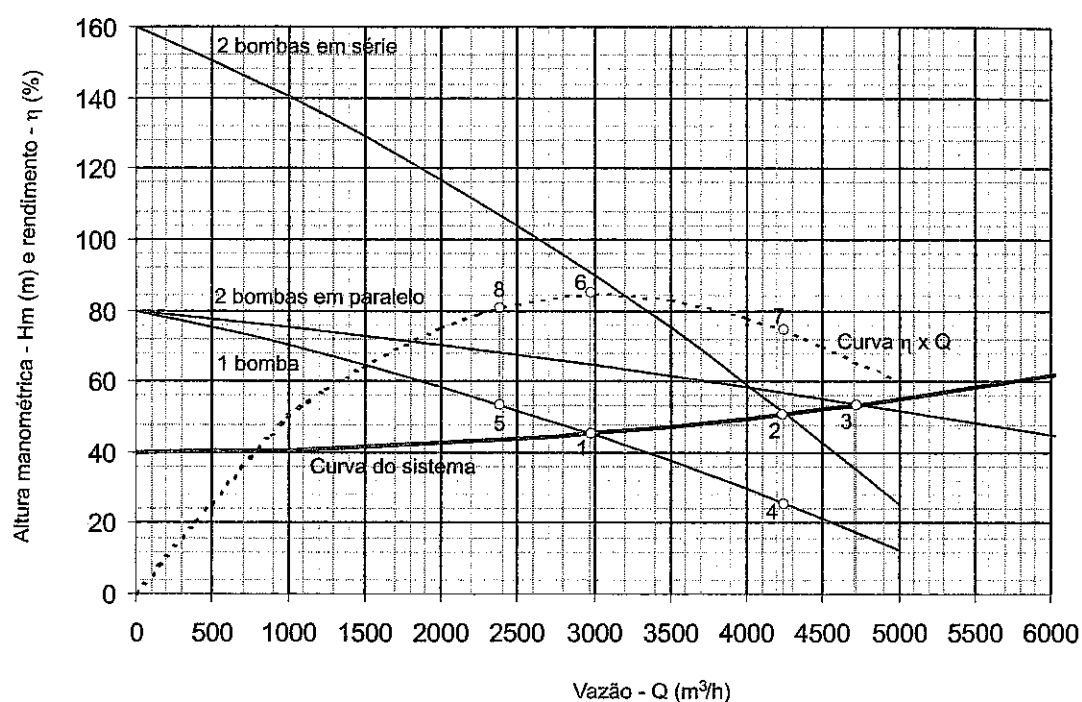
  A nova vazão deve ser de 11,75 L/s, ou seja, 50% superior à calculada anteriormente. Para este valor de vazão a perda de carga total é 42,56m. A figura a seguir mostra as linhas piezométricas 1 e 2, correspondentes às vazões escoadas de 7,83 e 11,75 l/s, respectivamente. Para compensar o abaixamento da linha piezométrica, uma bomba com altura manométrica de 22,56 m torna-se necessária. Pode-se perceber também que a linha piezométrica 2 cortaria a tubulação num ponto distante 1.700 m, aproximadamente, do reservatório R_1, e que a partir daí a pressão na tubulação ficaria negativa se não fosse colocada uma bomba. Assim, é importante que esta seja instalada anteriormente a esse ponto, a 1.600 m de R_1, por exemplo, como mostrado na figura.

Exemplo 11.4

Uma instalação elevatória possui duas bombas iguais, sendo uma para operação e a outra para reserva. As características do sistema e da bomba são apresentadas na tabela a seguir. Eventualmente, o sistema tem demandado uma vazão superior à capacidade da bomba em operação. Por isso, pede-se analisar o arranjo (série ou paralelo) mais conveniente para o aumento de vazão e determinar a potência demandada pela bomba.

	Q (m^3/h)	0	500	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000
Bomba	Hm (m)	80,0	75,3	70,1	64,5	58,4	51,9	44,9	37,5	29,6	21,3	12,5	-	-
	η (%)	0	25	50	64	75	82	85	83	78	70	60	-	-
Sistema	Hm (m)	40	40,15	40,6	41,35	42,4	43,75	45,4	47,35	49,6	52,15	55	58,15	61,6

Solução

No gráfico apresentado a seguir observam-se as curvas Hm x Q e η x Q da bomba, bem como a curva do sistema, todas elas dadas no problema. As curvas da associação em paralelo e em série dessa bomba também foram plotadas nesse gráfico, permitindo determinar os pontos 1, 2 e 3, correspondentes, respectivamente, aos pontos de trabalho de uma bomba, duas bombas em série e duas bombas em paralelo trabalhando nesse sistema. Pode-se, assim, concluir que a associação em paralelo das duas bombas produz maior vazão (Ponto 3: Q = 4.700 m^3/h, H_m = 52 m), enquanto as bombas em série produzem 4.240 m^3/h e uma bomba sozinha é capaz de recalcar a vazão de 2.970 m^3/h.

A potência demandada por uma bomba quando associada em paralelo é 565 cv, calculada pela Equação 11.4, para os valores obtidos nos pontos 5 e 8 do gráfico (Q = 2.350 m^3/h, Hm = 52m e h = 80%). Nota-se, para o caso de a bomba estar funcionando sozinha que a potência demandada é de 586 cv, calculada com os dados dos pontos 1 e 6 do gráfico (Q = 2.970 m^3/h, Hm = 45m, h = 84,5%). Assim, a especificação do motor deve prever a potência de 586 cv, necessária ao funcionamento de uma bomba no sistema.

Referências e bibliografia consultada

ANDRADE, G. L. *Máquinas operatrizes hidráulicas*. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1967. 243 p.

AZEVEDO NETTO, J. M.; ALVAREZ, G. A. *Manual de hidráulica*. 7. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1982.

BAPTISTA, M. B.; COELHO, M. M .L. P. *Fundamentos de engenharia hidráulica*. 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2003. 437 p.

CARVALHO, D. F. *Instalações elevatórias:* bombas. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Civil – IPUC, 1977. 355 p.

DACACH, N. G. *Saneamento básico*. 3. ed. Rio de Janeiro: Didática e Científica Ltda, 1990. 239 p.

KENYA LTDA. *Carneiro hidráulico*. Disponível em: <http://www.cataventoskenia.com.br>. Acesso em: 13 jun. 2005.

MACINTYRE, A. J. *Bombas e instalações de bombeamento*. 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara S.A., 1987. 782 p.

NOVAK, P.; MOFFAT, A. I. B.; NALLURI, C.; NARAYANAN, R. *Hydraulic structures*. 2. ed. London: E&FN Spon, 1996. 599 p.

OKUN, D. A.; ERNST, W. *Community piped water supply systems in developing countries*. A planning manual. World Bank Techinical. Paper Number 60.

PROSSER, M. J. *The hydraulic design of pump sumps and intakes*. British Hydromecanics Research Association - BHRA e Construction Industry research and Information Association. 1977. 47 p.

ROJAS, R. N. Z. *Modelagem, otimização e avaliação de um carneiro hidráulico*. 2002. 70 f. Tese - Escola Superior de Agricultura Luiz de Queirós, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2002.

SOUZA, P. A.; MARTINS, J. R. S.; FADIGA, F. M. *Métodos computacionais aplicados à hidráulica*. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica, 1991. 170 p.

STEEL PIPE. *Design and installation*. AWWA 1964. Manual M11. 260 p.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004. 643 p.

TSUTIYA, M. T.; SOBRINHO, P.A. *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999. 548 p.

TWORT, A. C.; RATNAYAKA, D. D.; BRANDT, M. J. *Water supply*. 5. ed. Londres: IWA, 2000. 676 p.

WYLIE, E. B.; STRETER, V. L. *Fluid transients in systems*. Nova Jersey: Prentice Hall/ Englewood Clifs, 1993.

YASSUDA,E. R.; NOGAMI, P. S. Bomba e estações elevatórias In: AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo: CETESB,1976. v. 1.

Capítulo 12

Introdução ao tratamento de água

Valter Lúcio de Pádua

12.1 Introdução

Nos sistemas de abastecimento de água, tem-se como objetivo final disponibilizar água potável aos usuários, de forma contínua e em quantidade e pressão adequadas. Neste capítulo faz-se a descrição de técnicas de potabilização, ou seja, do tratamento da água bruta antes de sua distribuição, para que a água não ofereça riscos sanitários à população. Apresentam-se aqui as noções básicas dos principais processos e operações utilizadas no tratamento de água para consumo humano. Para informações detalhadas, incluindo as relativas ao dimensionamento hidráulico das unidades que constituem as estações de tratamento de água (ETAs), o leitor deve consultar algumas das referências bibliográficas citadas ao final do capítulo. Embora seja comum se dizer que do ponto de vista técnico pode-se potabilizar qualquer tipo de água, os riscos sanitários e os custos envolvidos no tratamento de águas contaminadas podem ser muito elevados, exigindo o emprego de técnicas cada vez mais custosas e sofisticadas, motivo pelo qual deve-se priorizar ações de proteção dos mananciais, ou seja, pode-se dizer que "o tratamento começa na escolha da captação da água bruta".

12.2 Processos e operações unitárias de tratamento de água

Neste item são feitas considerações sobre os fundamentos dos principais processos e operações unitárias utilizadas no tratamento de água para abastecimento público, os quais são suscintamente descritos na Tabela 12.1, apresentando-se maiores detalhes nos

itens seguintes. A combinação de processos e operações unitárias dão origem ao que se denomina "técnicas de tratamento de água", assunto abordado no item 12.3.

Na Portaria nº 518/2004 do Ministério da Saúde (Brasil, 2004) são estabelecidos os valores máximos permitidos para diversos contaminantes orgânicos e inorgânicos que podem estar presentes na água potável, mas é praticamente impossível especificar todos os contaminantes e as respectivas concentrações máximas para que não afetem a saúde humana. Nas ETAs, devem-se buscar alternativas técnicas que possibilitem, no mínimo, a produção de água que atenda ao especificado na referida portaria.

Diversos tipos de produtos químicos podem ser utilizados no tratamento da água: oxidantes (tais como ozônio, cloro, dióxido de cloro, peróxido de hidrogênio), alcalinizantes (geralmente cal ou hidróxido de sódio), coagulantes (em geral sais de ferro e de alumínio, além de polímeros), desinfetantes (cloro e seus compostos, ozônio, dentre outros), produtos para correção da dureza (cal, carbonato de sódio e resinas de troca iônica), produtos para controle da corrosão (cal, carbonato de sódio, metafosfato, silicato e outros) e carvão ativado para adsorção de contaminantes. Todos os produtos químicos devem ser manuseados com cuidado, seguindo-se rigorosamente as instruções de segurança dos fabricantes, não podendo introduzir contaminantes na água.

12.2.1 Micropeneiramento

A ABNT (1992), por meio da NBR 12.216, estabelece que as grades destinadas a reter materiais grosseiros existentes nas águas superficiais podem ser utilizadas nas ETAs quando circunstâncias especiais não permitem a sua localização na captação. Diferentemente das grades, as unidades de micropeneiramento destinam-se à retenção de sólidos não coloidais em suspensão e geralmente contam com sistema de limpeza por água em contracorrente.

Basicamente, as micropeneiras constituem-se de malhas com diferentes aberturas de filtração. Em geral, a carga hidráulica disponível para a passagem da água é pequena, de modo que, nestes casos, as aberturas devem ser grandes o bastante para garantir uma taxa de filtração compatível com o que se deseja na prática. Os sistemas que utilizam bombeamento para permitir a passagem da água através das micropeneiras são mais caros, mas possibilitam remover partículas de menores dimensões, uma vez que as aberturas de filtração podem ser menores, graças à carga hidráulica disponível ser mais elevada (em decorrência do sistema de bombeamento). Na Figura 12.1 tem-se a representação esquemática da malha de micropeneiras e de alguns formatos de materiais em suspensão presentes na água bruta. Os materiais semelhantes a (A), com formato aproximadamente esférico e dimensão ligeiramente superior à da abertura de filtração da micropeneira, ficarão retidos nas malhas. Por outro lado, o material (C) será retido ou não em função da sua orientação em relação às malhas.

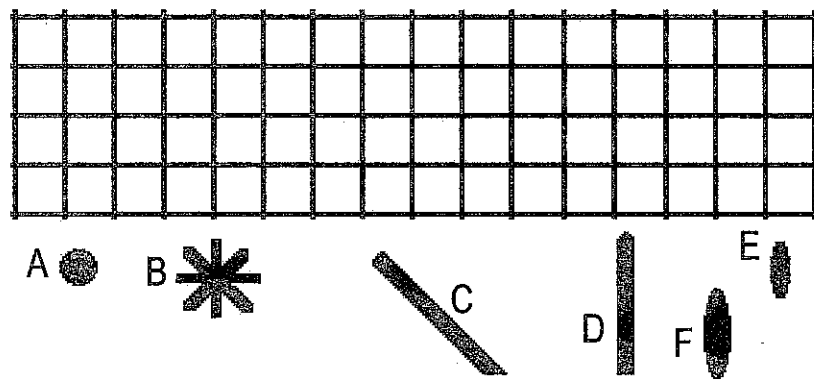



Figura 12.1 - Representação esquemática de materiais em suspensão possíveis de serem removidos na micropeneira, em função da forma, tamanho e posição relativa

Na Figura 12.2 é mostrado esquematicamente o funcionamento de uma micropeneira rotativa que gira parcialmente submersa na água. As extremidades do tambor possuem orifícios, no centro dos quais entra o afluente. A pequena diferença de nível de água é a responsável pela carga hidráulica de filtração, de modo que as malhas precisam ter aberturas relativamente grandes para garantir o escoamento da água. Quando o tambor se move, um jato de água limpa a micropeneira, removendo as partículas retidas. Na Figura 12.3 tem-se a fotografia de micropeneiras com aberturas de 25 e 50 μm.

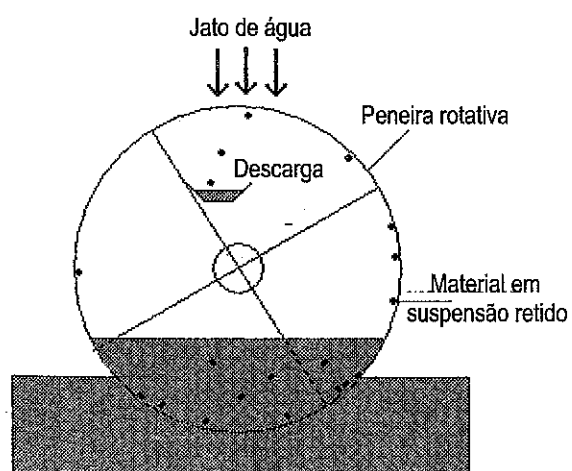



Figura 12.2 - Representação esquemática de uma micropeneira rotativa

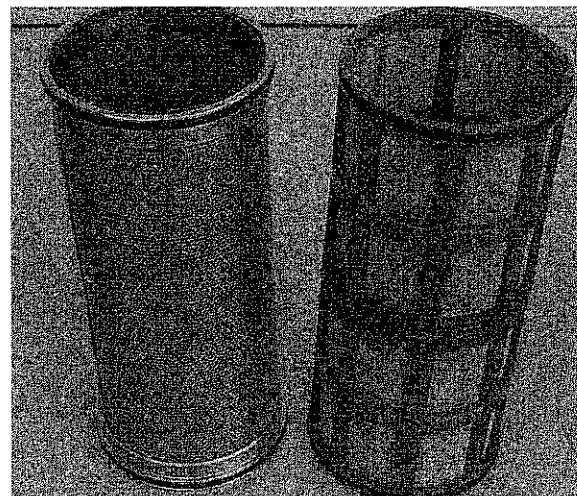



Figura 12.3 - Micropeneiras com aberturas de 50 μm (direita) e 25 μm (esquerda)

Tabela 12.1 - Principais processos e operações unitárias de tratamento de água para abastecimento público

Processo/ operação unitária	**Descrição/finalidade**
Micropeneiramento	Passagem da água por peneiras com malhas de pequena abertura, visando a remoção de material particulado.
Oxidação/aeração	Oxidar matéria orgânica e inorgânica presente na água, facilitando sua remoção posterior.
Adsorção	Remover compostos orgânicos e inorgânicos indesejáveis, incluindo os que causam sabor e odor, fazendo a água entrar em contato com uma substância adsorvente (em geral carvão ativado).
Troca iônica	Destinado a remover contaminantes inorgânicos presentes na água, fazendo-a passar por uma coluna contendo material sintético especial (resina).
Coagulação	Adição de coagulante, visando desestabilizar impurezas presentes na água e facilitar o aumento do tamanho das mesmas na etapa de floculação.
Floculação	Agitação da água realizada após a coagulação, com o objetivo de promover o contato entre as impurezas e, assim, aumentar o tamanho das mesmas.
Decantação	Passagem da água por tanques, no fundo dos quais as impurezas ficam depositadas.
Flotação	Arraste das impurezas para a superfície de um tanque, por meio da ação de microbolhas.
Filtração em meio granular	Remoção de material particulado presente na água, fazendo-a passar por um leito contendo meio granular (usualmente areia e/ou antracito).
Filtração em membrana	Remoção de contaminantes orgânicos e inorgânicos, incluindo material dissolvido, passando a água por membranas com abertura de filtração inferior a 1µm (ver Figura 12.33).
Desinfecção	Processo destinado a inativar microrganismos patogênicos presentes na água.
Abrandamento	Processo destinado a reduzir a dureza da água e remover alguns contaminantes inorgânicos.
Fluoretação	Adição de compostos contendo o íon fluoreto, com a finalidade de combater a cárie infantil.
Estabilização química	Acondicionamento da água, com a finalidade de atenuar efeitos corrosivos ou incrustantes no sistema abastecedor e nas instalações domiciliares.

As micropeneiras podem ser adotadas nos seguintes casos:

a) quando a água apresenta algas ou outros microrganismos de tipo e em quantidade tal que sua remoção seja imprescindível para viabilizar o tratamento posterior;

b) quando permite a potabilização da água sem necessidade de outro tratamento, exceto desinfecção;
c) quando permite redução dos custos de implantação ou operação de unidades de tratamento subsequentes.

12.2.2 Oxidação

A oxidação química ou a oxidação por meio da aeração podem ser utilizadas para reduzir a concentração de contaminantes orgânicos e inorgânicos, que não são normalmente removidos de modo satisfatório nas unidades que usualmente compõem as ETAs. Contudo, especialmente no caso do emprego de oxidantes químicos, podem ser gerados subprodutos indesejados, que necessitam ser monitorados e removidos, se forem encontrados em concentração superior ao valor máximo permitido na Portaria nº 518/2004 (Brasil, 2004).

A oxidação por aeração destina-se a introduzir ar na água, por meio de aeradores, para a remoção de compostos voláteis e oxidáveis e gases indesejáveis. De acordo com a ABNT (1992), a aplicabilidade dos diferentes tipos de aeradores e suas taxas de aplicação devem ser determinadas preferencialmente por meio de ensaios. Os dispositivos de aeração citados na ABNT (1992) são: plano inclinado, bandejas perfuradas sobrepostas, cascatas, escadas, ar comprimido, tanques com aeradores mecânicos e torre de aeração, dentre outros. Nas Figuras 12.4 e 12.5 são ilustrados aeradores de bandeja e de cascata.

No caso da remoção de contaminantes por oxidação, em que a aeração não é eficiente, pode-se estudar o emprego de oxidantes químicos, tais como cloro, ozônio, dióxido de cloro, permanganato de potássio e peróxido de hidrogênio. O tipo de oxidante químico, sua dosagem e o tempo de contato devem ser estabelecidos em laboratório, em função da qualidade da água bruta, tomando-se cuidado especial com os subprodutos gerados na oxidação, que podem ser prejudiciais à saúde humana e, por isso, necessitam ser reduzidos a concentrações aceitáveis pelo padrão de potabilidade vigente.

A remoção de metais por meio da formação de precipitado pode ser conseguida por oxidação ou elevação do pH, uma vez que esses procedimentos permitem fazer com que alguns metais se tornem insolúveis na água, possibilitando sua remoção posterior em decantadores ou filtros das ETAs. Na Tabela 12.2 são mostradas as concentrações de alguns metais presentes em água subterrânea, em função do aumento do pH. O pH adequado deve ser estabelecido experimentalmente, pois, como se observa, a elevação contínua no pH não implica necessariamente melhores resultados e, certamente, conduz a aumento do custo operacional, tanto por exigir quantidade maior de produto químico, quanto por aumentar o volume de lodo gerado.

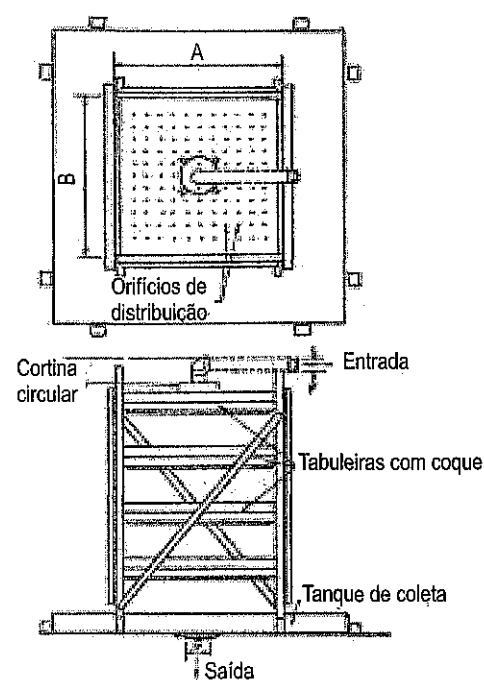



Figura 12.4 - Aerador de bandeja
Fonte: RICHTER e AZEVEDO NETTO (1991)

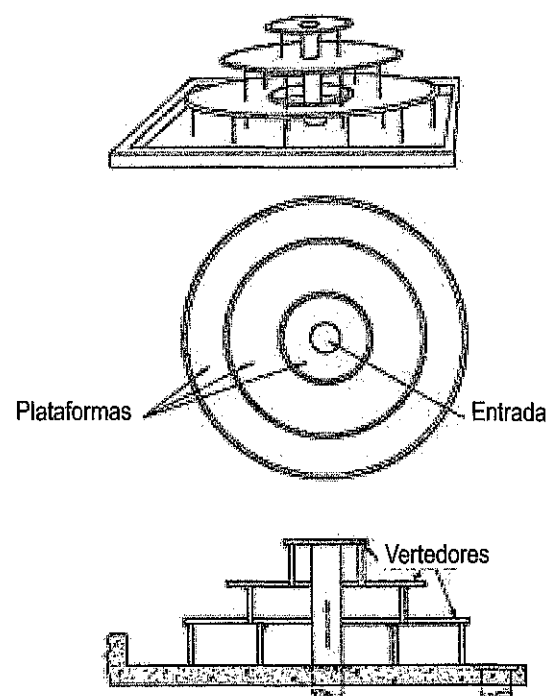



Figura 12.5 - Aerador de cascata
Fonte: RICHTER e AZEVEDO NETTO (1991)

Tabela 12.2 - Remoção de metais de água subterrânea em função da elevação do pH

Metal	Água subterrânea	Água subterrânea após tratamento*		
		pH=9,1	pH=9,9	pH=11,3
Arsênio (mg/L)	0,12	0,03	0,03	0,03
Bário (mg/L)	0,24	0,17	0,15	0,19
Cádmio (mg/L)	0,003	<0,001	<0,001	<0,001
Cromo total (mg/L)	0,09	0,006	0,006	0,006
Chumbo (mg/L)	0,03	0,006	0,006	0,006
Mercúrio (mg/L)	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
Selênio (mg/L)	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
Prata (mg/L)	0,001	<0,001	<0,001	<0,001
Ferro (mg/L)	3,52	0,07	0,07	1,05
Manganês (mg/L)	0,9	Não detectado	Não detectado	Não detectado
Zinco (mg/L)	0,69	0,36	0,09	0,61

Fonte: Citado em DI BERNARDO (1993)
* O tratamento inclui adição de cal para elevação do pH, mistura rápida por 1 min, floculação por 30 min e sedimentação por 120 min.

Dependendo da concentração de ferro e de manganês e do pH da água, a aeração pode ser eficiente para reduzir a concentração da forma solúvel destes metais, principalmente do ferro, sendo observado que o pH exerce influência significativa na eficiência do processo. Entretanto, dependendo da forma como o ferro e o manganês se encontram, a aeração pode não ser suficiente.

Além dos contaminantes inorgânicos, a oxidação da água bruta também tem como finalidade facilitar a remoção de contaminantes orgânicos, tais como as substâncias húmicas causadoras de cor. Na Figura 12.6 são mostrados os valores de turbidez de uma água tratada por filtração direta descendente sem floculação. A única diferença operacional entre as duas linhas de tratamento (A2 e B2) refere-se ao fato de esta última não receber cloro antes da unidade de mistura rápida. Observa-se, neste caso, que a cloração exerceu forte influência sobre a qualidade da água filtrada, indicando a viabilidade do tratamento por meio da filtração direta, desde que se faça a pré-cloração. Contudo, como a água bruta em questão apresenta concentração relativamente elevada de algas potencialmente tóxicas, faz-se necessário um monitoramento rigoroso dos subprodutos da cloração e recomenda-se o estudo de oxidantes alternativos, tais como ozônio, dióxido de cloro e permanganato de potássio, visando atenuar os riscos sanitários decorrentes desses subprodutos.

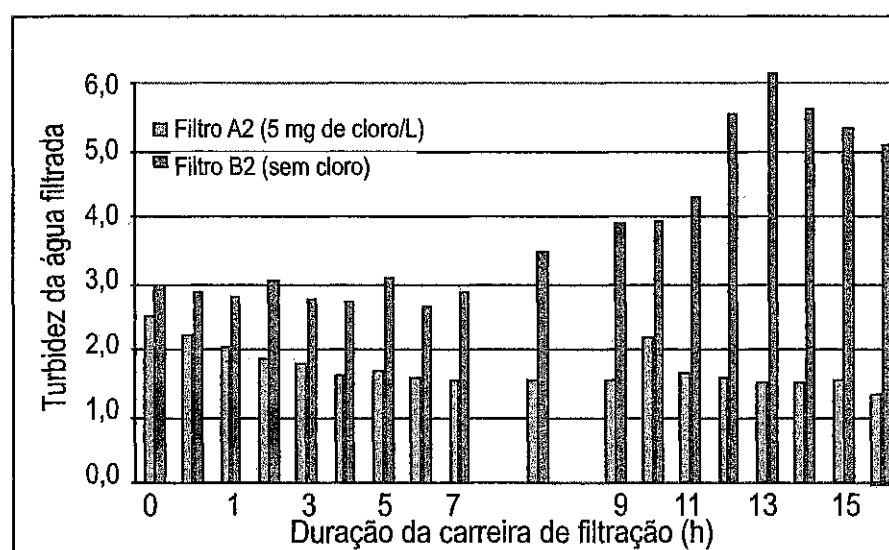



Figura 12.6 - Influência da pré-oxidação (cloração) na qualidade de água tratada por meio da filtração direta

12.2.3 Adsorção em carvão ativado

Os processos de adsorção utilizados na remoção de contaminantes orgânicos e inorgânicos podem ser representados, de modo simplificado, pela reação A + B ⇔ AB, em que A representa a substância adsorvida (adsorvato) e B, o adsorvente.

Diversos tipos de forças químicas, tais como ligações de hidrogênio, interações dipolo-dipolo e forças de Van der Waals, são responsáveis por manter os compostos na superfície do adsorvente. Se a reação for reversível, as moléculas continuarão a se acumular, até que se igualem as velocidades de reação nos dois sentidos, o que indicará a

existência de equilíbrio, e não ocorrerá remoção adicional. A quantidade de substâncias que pode ser retida na sua superfície é uma das principais características dos adsorventes. Existem muitos modelos matemáticos que procuram descrever essa relação, mas eles dependem da determinação experimental de coeficientes empíricos.

No tratamento de água, os adsorventes mais utilizados são a alumina e o carvão ativado, com destaque para este último. Dentre as duas modalidades de carvão ativado, carvão ativado em pó (CAP) e carvão ativado granulado (CAG), nas ETAs brasileiras o CAP é o mais usado. A capacidade de adsorção do carvão ativado está relacionada a diversos fatores, tais como temperatura, natureza do carvão e das substâncias a serem removidas, pH da água e superfície específica do carvão. Dentre os parâmetros utilizados para caracterizar as propriedades de adsorção do CAG e do CAP, o mais empregado é o índice de iodo, por meio do qual mede-se a quantidade de iodo que é adsorvida sob condições específicas de ensaio. Para o emprego em ETAs, recomenda-se que o carvão ativado apresente índice de iodo superior a 500 mg/g.

A adsorção em carvão ativado tem sido empregada principalmente para reduzir a concentração de compostos orgânicos indesejados. Embora a oxidação de água bruta com concentração elevada de compostos orgânicos possa permitir a redução da dosagem de coagulante necessária ao tratamento da água e, assim, em certas situações, viabilizar o emprego de técnicas de tratamento mais simplificadas, ela leva à formação de outros compostos com menor massa molecular, mas não reduz, ou reduz pouco a concentração de carbono orgânico total (COT) da água, e pode gerar subprodutos da oxidação até mais prejudiciais à saúde do ser humano do que sua forma não oxidada. Por este motivo, recomenda-se, sempre que possível, a não oxidação química da água bruta, mas no caso de ela ser inevitável, deve-se fazer estudos para avaliar se haverá necessidade de remover os subprodutos da oxidação. Para atender a essa finalidade, a adsorção em CAP ou em CAG são atualmente as técnicas mais utilizadas. Os compostos orgânicos indesejados podem ser de origem natural, tais como as substâncias húmicas responsáveis pela cor verdadeira, ou provenientes de atividades humanas, como no caso de pesticidas utilizados na agricultura e que contaminam as águas superficiais e subterrâneas.

Nas ETAs, o CAP é aplicado em forma de suspensão em um local que anteceda as unidades de fitração, enquanto o CAG é utilizado em colunas, através das quais escoa a água filtrada. É sempre recomendada a realização de ensaios em laboratório, para determinar a dosagem de CAP e a vida útil do CAG, bem como o tempo de contato necessário para remover as substâncias orgânicas consideradas. O local de aplicação da suspensão de CAP deve ser definido levando-se em consideração a eficiência da sua mistura com a água, o tempo de contato necessário para a adsorção dos contaminantes (em geral de 10 a 120 min) e o grau de interferência com os demais produtos químicos aplicados na ETAs. Na Tabela 12.3 tem-se a listagem de alguns possíveis locais de aplicação da suspensão de CAP.

Tabela 12.3 - Locais de adição de suspensão de CAP

Local	Vantagens	Desvantagens
Tomada de água	Tempo de contato longo. Boa mistura.	Algumas substâncias que seriam removidas por coagulação, floculação, sedimentação (ou flotação) e filtração podem ser adsorvidas, aumentando o consumo de CAP.
Chegada de água bruta na ETA	Melhor controle da dosagem em relação à opção anterior.	Mesmas desvantagens. Às vezes tem-se um pré-decantador antecedendo a coagulação.
Unidade de mistura rápida da ETA	Mistura eficiente e tempo de contato razoável.	Possível redução na taxa de adsorção, pela interferência de coagulantes. Tempo de contato às vezes insuficiente para remoção de certas substâncias. Adsorção de substâncias que seriam coaguladas.
Entrada dos filtros	Uso eficiente de CAP.	Possível passagem de CAP pelo meio filtrante e redução do tempo de contato.

Quanto ao CAG, existe uma grande variedade de materiais que podem ser utilizados na sua produção. Porém, predominantemente, empregam-se madeira, lignita, carvão betuminoso e sub-betuminoso e osso. As principais vantagens do CAP, em comparação ao CAG, são o menor investimento inicial e a maior flexibilidade com relação à alteração da dosagem aplicada, em função de variações na qualidade da água bruta. O CAP apresenta como desvantagens a remoção relativamente baixa de compostos orgânicos voláteis e maior problema para disposição do lodo, já que o CAP contribuirá para aumentar o volume de lodo gerado na ETA, enquanto o CAG pode ser reaproveitado, após passar por um processo de regeneração em equipamentos especiais.

12.2.4 Coagulação e mistura rápida

A cor, a turbidez, o sabor, o odor e diversos tipos de contaminantes orgânicos e inorgânicos presentes na água geralmente estão associados a partículas suspensas ou dissolvidas, que podem requerer a coagulação química da água, a fim de facilitar a remoção dessas impurezas. Os coagulantes comumente empregados nas ETAs são o sulfato de alumínio, o cloreto férrico, o sulfato ferroso clorado, o sulfato férrico e o hidroxi-cloreto de alumínio (HCA ou PAC). Devido à gama de produtos químicos e à natureza distinta das águas brutas, é essencial a realização de experimentos em instalação-piloto ou em jarteste, para definir as condições adequadas de coagulação e mistura rápida. A escolha do tipo de coagulante dependerá de uma criteriosa avaliação técnica e econômica.

Quando a coagulação não é realizada de modo adequado, compromete-se o desempenho de todas unidades de tratamento a jusante, aumentando os riscos sanitários da água produzida. O desconhecimento dos fatores que interferem na coagulação e sua não otimização no que se refere ao tipo de coagulante e auxiliar de coagulação, pH, dosagens, tempo e gradiente de velocidade de mistura rápida, comprometem seriamente o desempenho da ETA. Além disso, ao se fazer a avaliação de custo, deve-se levar em conta a procedência, a fórmula química aproximada e a forma de fornecimento dos diversos produtos químicos, assim como a proximidade do local onde são produzidos e os custos de aquisição. Coagulantes fornecidos na forma sólida são mais baratos, devido à redução do custo de transporte, mas acarretam maiores problemas operacionais, pela necessidade de se preparar a suspensão na própria ETA, podendo demandar mais funcionários e causar problemas associados à manutenção da limpeza no local.

As impurezas que precisam ser removidas da água bruta nas ETAs apresentam grande variação de tamanho. As que se apresentam como matéria particulada causam turbidez à água; substâncias dissolvidas são responsáveis pela coloração, havendo evidência de que o sabor e o odor estejam associados a partículas coloidais. Estas impurezas comumente possuem carga superficial negativa em meio aquoso, a qual pode ser determinada por meio da medida do potencial zeta (PZ). Quando ocorre a dispersão do coagulante, são originadas espécies hidrolisadas que reagem quimicamente, com as impurezas ou que atuam sobre a superfície delas e reduzem a força repulsiva que tende a mantê-las estáveis no meio aquoso, de modo a facilitar a remoção nas unidades posteriores do tratamento. No entanto, não apenas a interação de ordem eletrostática é importante. Também interações de ordem química devem ser avaliadas, quando se estuda a coagulação realizada nas ETAs.

Os operadores das ETAs precisam estar conscientes de que simplesmente aumentar a dosagem de coagulante não é suficiente para melhorar a coagulação. É importantíssimo determinar o pH de coagulação apropriado. Tem-se observado que em muitas ETAs ocorre um grande desperdício de coagulante, devido à sobredosagem deste produto, a qual poderia ser reduzida por meio de estudos de tratabilidade da água bruta. Erro na dosagem de coagulante ou no pH de coagulação pode conduzir à reversão da carga superficial das impurezas presentes na água, ocorrendo o fenômeno da reestabilização, que pode comprometer seriamente a eficiência das ETAs. Observa-se na Figura 12.7 que, para a água estudada, foi possível obter turbidez remanescente da ordem de 0,5 uT, tanto com a dosagem de 5 mg/L quanto de 15 mg/L de coagulante, desde que a coagulação fosse realizada nos valores de pH da ordem de 4,4 e 6,0, respectivamente.

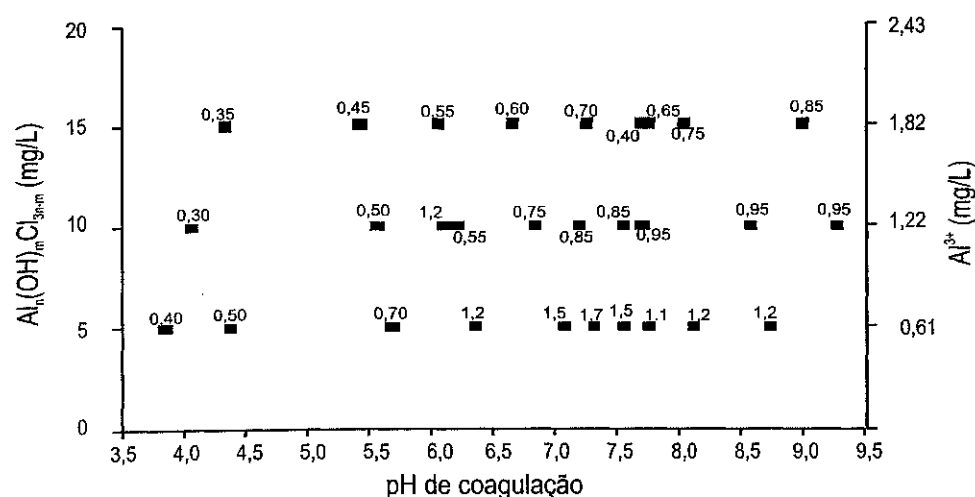



Figura 12.7 - Diagrama de coagulação com PAC [$Al_n(OH)_m Cl_{3n-m}$] com 18% de basicidade (valores internos do gráfico indicam a turbidez remanescente)

Ultimamente, tem sido dada grande ênfase na remoção de matéria orgânica natural (MON) por coagulação química, uma vez que a MON pode funcionar como precursora da formação de subprodutos indesejáveis da desinfecção. Deste modo, ampliam-se os objetivos tradicionais da coagulação realizada nas ETAs, que são a remoção de cor e turbidez, conciliando-os com a remoção de MON, o que geralmente exige o emprego de dosagens elevadas de coagulante e valores baixos de pH de coagulação, caracterizando o que se denomina coagulação melhorada (*enhanced coagulation*).

Dependendo da qualidade da água bruta, o emprego de polímeros (auxiliares de coagulação) pode possibilitar vantagens, tais como aumentar a duração da carreira de filtração, reduzir os gastos com produtos químicos, diminuir o volume de lodo gerado e aumentar a eficiência de remoção de cor, turbidez ou carbono orgânico total da água. Os polímeros podem ser sintéticos ou naturais, catiônicos, aniônicos ou não iônicos, havendo diferentes marcas no mercado brasileiro. Nos estudos em laboratório, deve-se avaliar com cuidado os diferentes tipos de polímeros e a dosagem a ser adotada na ETA. Deve-se ressaltar, contudo, que dosagens muito elevadas de polímero podem comprometer o desempenho dos filtros, reduzindo a duração da carreira de filtração, produzindo resultado inverso ao desejado.

A dispersão do coagulante na água bruta é realizada nas unidades de mistura rápida. Os parâmetros de projeto desta unidade são o tempo de detenção e o gradiente de velocidade, sendo que este último está relacionado à intensidade de agitação da massa líquida, necessária para garantir a adequada dispersão dos produtos químicos utilizados na coagulação. Os gradientes de velocidade médios de mistura rápida podem variar desde 500 s^{-1}, ou menos, a valores superiores a 7.000 s^{-1}, e o tempo de mistura rápida observado nas ETAs é da ordem de 1 s a mais de 3 min. Os valores destes parâmetros, visando a otimização do desempenho da unidade, dependem fundamentalmente da qualidade da água bruta, da tecnologia de tratamento utilizada na ETA e das condições

de coagulação. Por isso, o tempo e o gradiente de velocidade médio de mistura rápida devem, preferencialmente, ser determinados com base em investigações experimentais. Valores incorretos destes parâmetros podem afetar negativamente a qualidade da água produzida, aumentar os custos de construção e de operação, sejam estes devidos ao maior consumo de produto químico, ao maior volume de lodo gerado na ETA ou à redução do volume efetivo de água produzida, em decorrência de se terem carreiras de filtração de curta duração.

A mistura rápida nas ETAs pode ser realizada por sistemas hidráulicos, mecanizados ou dispositivos especiais. Em muitas ETAs brasileiras é utilizado medidor Parshall para promover a mistura rápida e para medir a vazão afluente à estação. Segundo a ABNT (1992), constituem dispositivos de mistura rápida:

- qualquer trecho ou seção de canal ou de canalização que produza perda de carga compatível com as condições desejadas, em termos de gradiente de velocidade e tempo de mistura;
- difusores que produzam jatos da solução de coagulante, aplicados no interior da água a ser tratada;
- agitadores mecanizados;
- entrada de bombas centrífugas.

Podem ser utilizados como dispositivo hidráulico de mistura:

- qualquer singularidade onde ocorra turbulência intensa;
- canal ou canalização com anteparos ou chicanas;
- ressalto hidráulico;
- qualquer outro trecho ou seção de canal ou canalização que atenda às condições da norma.

A aplicação da solução de coagulante deve ser sempre feita imediatamente antes do ponto de maior dissipação de energia e através de jatos separados de no máximo 10 cm. As unidades mecanizadas de mistura rápida são mais versáteis que as hidráulicas, pois possibilitam a variação do gradiente de velocidade médio, se isso se fizer necessário, o que não é possível nas unidades hidráulicas. Por outro lado, as unidades hidráulicas apresentam menor custo de implantação e de manutenção. Os procedimentos de cálculo para estimativa do gradiente de velocidade médio em cada um deles podem ser obtidos em literatura específica sobre o projeto destas unidades. Ao decidir pelo tipo de unidade de mistura rápida, deve-se levar em conta também as dificuldades locais no que se refere à manutenção de equipamentos mecanizados. Não é raro encontrar equipamentos fora de operação por longos períodos, comprometendo a eficiência do tratamento da água, devido à falta de manutenção preventiva ou corretiva das instalações mecanizadas. Na Figura 12.8 tem-se a ilustração de algumas unidades de mistura rápida que podem ser utilizadas nas ETAs.

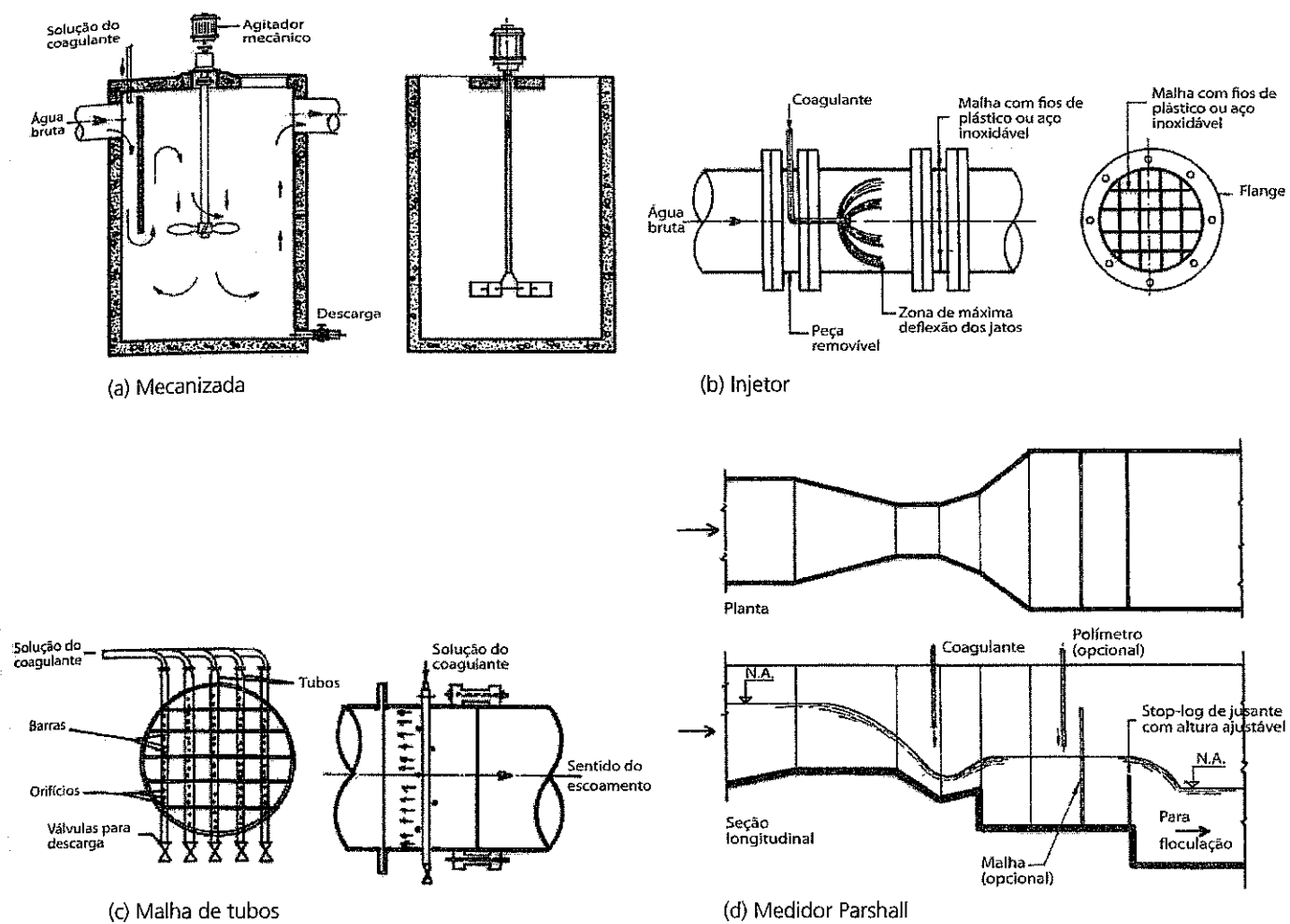



Figura 12.8 - Exemplos de unidades de mistura rápida
Fonte: DI BERNARDO (1993)

12.2.5 Floculação

As reações químicas que se iniciam na unidade de mistura rápida possibilitam que as impurezas presentes na água possam se aglomerar, formando flocos na unidade de floculação. Nesta unidade não ocorre remoção de impurezas; a finalidade é apenas acondicionar a água que será encaminhada aos decantadores (ou flotadores) ou aos filtros da ETA, aumentando o tamanho das partículas.

Pela definição da ABNT (1992), floculadores são unidades para promover a agregação de partículas formadas na mistura rápida, sendo preconizado que os parâmetros de projeto e operação destas unidades (período de detenção no tanque de floculação e gradiente de velocidade) devem ser determinados por meio de ensaios realizados com a água a ser tratada. Segundo a ABNT (1992), dependendo do porte da estação e a critério do órgão contratante, não sendo possível proceder aos ensaios destinados a determinar o período de detenção adequado, podem ser adotados valores entre 20

e 30 min, para floculadores hidráulicos, e entre 30 e 40 min, para os mecanizados. Não sendo realizados ensaios, deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento, de 70 s^{-1} e mínimo, no último, de 10 s^{-1}. Os ensaios em laboratório é que permitirão estabelecer qual o gradiente de velocidade adequado para cada água, em função do tempo de floculação. Na prática, tem-se observado que o valor do gradiente de velocidade médio ótimo diminui à medida que aumenta o tempo de floculação. O estabelecimento do tempo de detenção fica a critério do projetista, com base na análise dos resultados dos ensaios.

Nas ETAs, a floculação pode ser realizada hidráulica ou mecanicamente. Do mesmo modo que no caso da mistura rápida, embora a floculação hidráulica apresente menor custo de construção e de manutenção e maior simplicidade operacional, ela não possui flexibilidade quanto a alterações dos valores de gradientes de velocidade médios, o que pode tornar inadequado seu emprego nas ETAs em que a água bruta apresenta, sazonalmente, grande variação de qualidade. Na Figura 12.9 são ilustrados alguns tipos de unidades de floculação empregados em ETAs. Os procedimentos de cálculo para estimativa do gradiente de velocidade médio nos diversos tipos de unidade de floculação podem ser obtidos em literatura específica.

(a) Floculação em meio granular

(b) Floculação em chicanas

(c) Floculação mecanizada

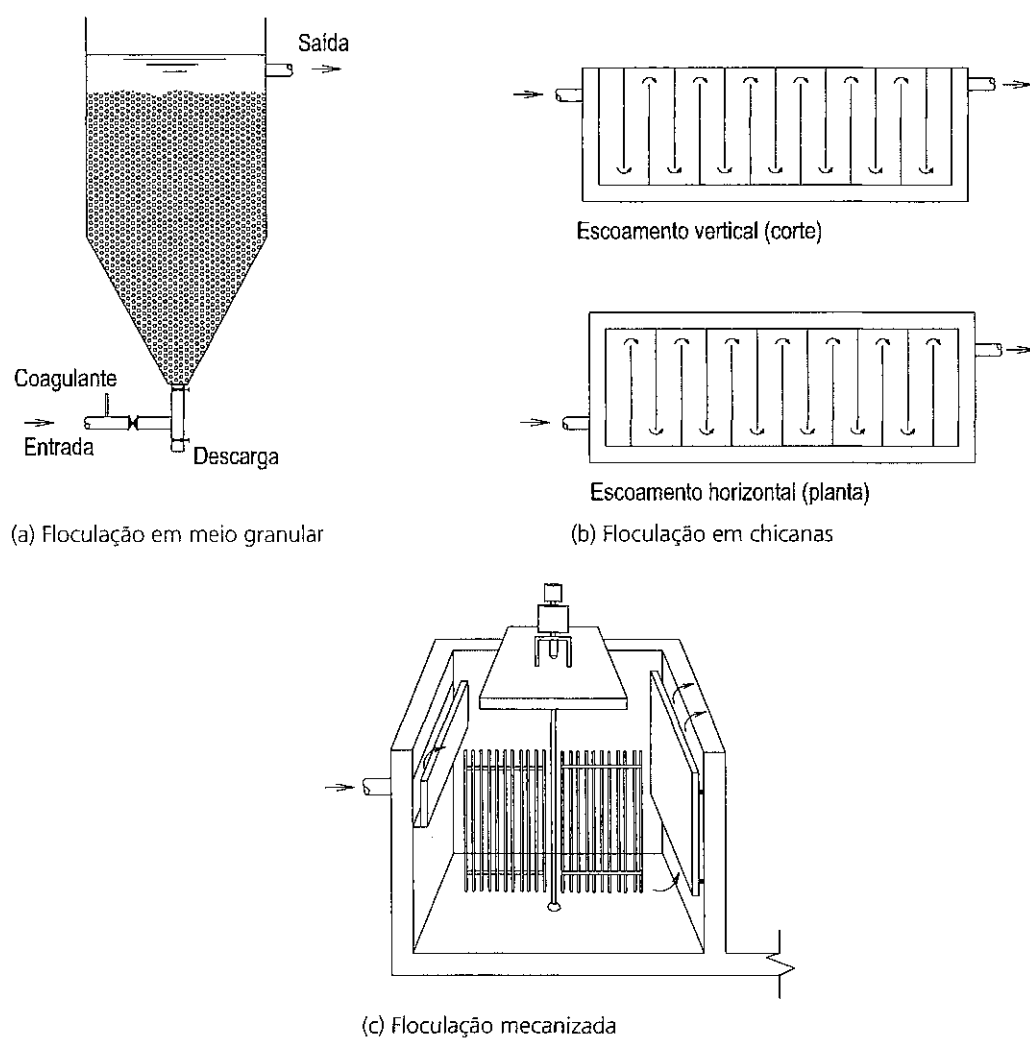



Figura 12.9 - Exemplos de unidades de floculação

12.2.6 Decantação

Nas ETAs, quando a água bruta apresenta alta concentração de partículas em suspensão ou de sólidos dissolvidos, é necessária a construção de unidades que removam parte destas impurezas, antes de encaminhá-la aos filtros. A decantação é uma das técnicas mais antigas e simples de clarificação da água e resulta da ação da força de gravidade sobre as impurezas, facilitando a sedimentação delas no fundo da unidade, e resultando na clarificação do sobrenadante.

Para pequenas comunidades, a operação, denominada sedimentação simples, é uma alternativa ao pré-tratamento do afluente, em substituição à coagulação química e à floculação. A sedimentação simples apresenta como vantagens o menor custo operacional, uma vez que pode prescindir dos produtos químicos utilizados na coagulação e das unidades de mistura rápida e de floculação. Além disso, o lodo produzido é menos sujeito a problemas para disposição final, em decorrência da não utilização de coagulante químico. Contudo, em virtude da pequena velocidade de sedimentação das partículas que precisam ser removidas da água bruta, as unidades de decantação, quando não se tem pré-tratamento por meio de coagulação e floculação, requerem espaços físicos nem sempre disponíveis no local de implantação da ETA. A coagulação e a floculação possibilitam a obtenção de partículas com maior velocidade de sedimentação, viabilizando a construção de unidades de decantação mais compactas.

As unidades de decantação são projetadas com base na taxa de aplicação superficial (TAS), que está diretamente relacionada com a velocidade de sedimentação das partículas suspensas na água e é calculada dividindo-se a vazão afluente ao decantador pela sua área em planta. A ABNT (1992), que aborda questões relativas ao projeto de estações de tratamento de água para abastecimento público, recomenda que a TAS dos decantadores seja determinada por meio de ensaios de laboratório e que, não sendo possível a realização dos ensaios, sejam adotados os seguintes valores, em função da capacidade das ETAs, tal como mostrado na Tabela 12.4.

Tabela 12.4 - TAS em função da vazão tratada na ETA

Vazão tratada na ETA	Taxa de aplicação superficial (TAS)
Até 1.000 m^3/d	até 25 $m^3m^{-2}d^{-1}$
Entre 1.000 e 10.000 m^3/d	até 35 $m^3m^{-2}d^{-1}$ quando se tem bom nível operacional, caso contrário recomenda-se TAS de até 25 $m^3m^{-2}d^{-1}$
Mais de 10.000 m^3/d	até 40 $m^3m^{-2}d^{-1}$

Fonte: ABNT (1992)

A redução na TAS possibilita melhoria na qualidade da água decantada, contudo implica a construção de unidades de decantação maiores. Deve-se destacar que a definição da TAS depende fundamentalmente da qualidade da água bruta. A remoção de flocos muito leves, tais como os resultantes de água com concentração elevada de determinadas espécies de algas ou que possuem cor verdadeira elevada e baixa turbidez, exige o projeto de decantadores com baixa TAS.

A introdução de módulos (dutos ou placas) no interior do decantador foi uma inovação de grande importância iniciada na década de 1960, que deu origem aos chamados decantadores de alta taxa. Enquanto nos decantadores convencionais com escoamento horizontal a taxa de aplicação superficial em geral é inferior a 50 $m^3m^{-2}d^{-1}$, a introdução de dutos ou placas possibilita o projeto de unidades com taxas de até 150 $m^3m^{-2}d^{-1}$. Por possibilitarem maior TAS, os decantadores de alta taxa permitem reduzir o espaço físico ocupado pelas ETAs. Entretanto, quando é necessária a aplicação de produtos químicos que necessitam maior tempo de contato, os decantadores de alta taxa podem ser inadequados, em virtude do tempo de detenção neste tipo de unidade em geral ser inferior a 60 min, enquanto que nos decantadores convencionais é de 2 a 4 h. O maior tempo de detenção também possibilita que eventuais problemas durante o tratamento sejam detectados e corrigidos antes que a água seja enviada à população. Tanto na decantação convencional quanto na de alta taxa, a remoção do lodo depositado no fundo da unidade pode ser feita mecânica ou manualmente. A frequência dessa operação dependerá da concentração de sólidos suspensos presentes na água. Em todo caso, o intervalo decorrido entre duas remoções de lodo não deve ser longo a ponto de possibilitar a solubilização de metais e outras substâncias prejudiciais à saúde humana, que estejam presentes na forma de precipitado no lodo da ETA.

A eficiência da unidade de decantação é diminuída quando ocorre mau funcionamento das unidades de coagulação e floculação, o que pode acontecer por problemas operacionais ou quando a água bruta apresenta baixa concentração de partículas, fato que dificulta a coagulação, uma vez que resulta menor taxa de contato entre as partículas e os produtos da hidrólise do coagulante, limitando o transporte de massa. Com a finalidade de aumentar a eficiência da coagulação nestes casos, há autores que fazem referência à adição de argila na água bruta, ou à recirculação de partículas previamente removidas, para aumentar a eficiência da operação de decantação. É comum ouvir de alguns operadores o relato de que é mais fácil "limpar" a água no período de chuva do que no período de seca.

Exemplo 12.1

Uma ETA que tem bom nível operacional e que trata 180 L/s possui dois decantadores, cada um com 8 m de largura e 30 m de comprimento. Com base nestes dados, calcular a TAS dos decantadores e verificar se o valor encontrado atende ao recomendado pela ABNT (1992).

Solução

- Cálculo da capacidade da ETA (C) em m^3/dia
  C = [vazão (L/s) x 86.400 (s/d)] / 1.000 (L/m^3) = 180 x 86.400 / 1.000 = 15.552 m^3/dia
- Cálculo da TAS
  TAS = C/Área total de decantação =15.552 / (2 x 8 x 30) = 32,4 $m^3m^{-2}dia^{-1}$

Considerando os valores que constam na Tabela 12.4, observa-se que sob estas condições a TAS atende à recomendação da ABNT (1992).

12.2.7 Flotação

Quando as etapas de coagulação e floculação da água bruta conduzem à formação de flocos com baixa velocidade de sedimentação, é necessário projetar os decantadores com baixa taxa de aplicação superficial, o que exige a construção de unidades que ocupam grande espaço físico. Uma alternativa para tratamento de águas desta natureza é a substituição dos decantadores por flotadores. Estas unidades exigem operadores mais qualificados, frequentemente precisam ser cobertas, requerem equipamentos para geração das microbolhas (bomba de recirculação, câmara de saturação e compressor de ar) e aumentam o consumo de energia elétrica na ETA, mas também apresentam muitas vantagens em relação aos decantadores, tais como: I) são unidades mais compactas; II) produzem lodo com maior teor de sólidos; III) possibilitam reduzir o consumo de coagulante primário; IV) possibilitam reduzir o tempo de floculação; V) reduzem o volume de água descartada junto com o lodo, em relação à porcentagem da vazão total tratada na ETA; VI) promovem *air stripping* de substâncias voláteis, porventura presentes na água, e VII) promovem um certo grau de oxidação da água, o que pode facilitar a remoção de metais solúveis.

Enquanto na sedimentação a força de gravidade atua fazendo com que as partículas se depositem no fundo do decantador, na flotação a clarificação da água é conseguida por meio da produção de bolhas que se aderem aos flocos ou partículas em suspensão, aumentando o empuxo e provocando a ascensão dos flocos até a superfície do flotador, de onde são removidas.

O tamanho das bolhas geradas é um dos principais aspectos a serem considerados na flotação. As bolhas menores são mais adequadas, tendo em vista que elas deslocam menos líquido da superfície das partículas e, por isso, apresentam maior facilidade de adesão às impurezas. Além disso, as bolhas menores apresentam menor velocidade ascensional, resultando em maior tempo de detenção no flotador e, consequentemente, maior oportunidade de contato entre as bolhas e as partículas a serem removidas. Na Tabela 12.5 são apresentadas as principais técnicas de flotação.

Tabela 12.5 - Classificação das técnicas de flotação

Nome da técnica	Modo de geração das bolhas
Flotação por ar disperso ou por ar induzido	Em geral por meio de agitação, usualmente através de rotores, ou passando o gás por placa porosa.
Flotação eletrolítica	Eletrólise da água.
Flotação por ar dissolvido a vácuo	Dissolução do ar na água à pressão atmosférica e sua posterior liberação numa câmara com pressão negativa.
Flotação por ar dissolvido por pressurização	Dissolução do ar na água sob pressão e sua posterior liberação à pressão atmosférica.

Geralmente, na flotação por ar disperso são formadas bolhas com diâmetro de 0,4 a 2,0 mm, as quais não apresentam desempenho satisfatório no tratamento de água para abastecimento público. As bolhas geradas na flotação eletrolítica geralmente são menores que as conseguidas na flotação por ar disperso e na flotação por ar dissolvido, de modo que a menor turbulência causada por estas microbolhas, resultantes da flotação eletrolítica, torna esta técnica vantajosa para a remoção de flocos frágeis e pouco densos. Contudo, a taxa de aplicação superficial usualmente requerida na flotação eletrolítica é muito baixa, 1 a 4 m/h, se comparada com a empregada na flotação por ar dissolvido, 8 a 12 m/h. Além disso, na flotação eletrolítica ocorre dissolução do material dos eletrodos, o que pode acarretar contaminação da água com metais pesados, inviabilizando seu emprego na clarificação de água destinada ao abastecimento público.

A flotação por ar dissolvido por pressurização (FAD) é subdividida em: a) flotação por ar dissolvido com pressurização total do afluente; b) flotação por ar dissolvido com pressurização parcial do afluente, e c) flotação por ar dissolvido com recirculação pressurizada. Esta última técnica é a mais apropriada no tratamento de afluentes que contêm flocos frágeis, tais como no tratamento de água, e corresponde à recirculação de uma parcela (usualmente entre 5 e 10%) do efluente dos flotadores ou dos filtros e sua pressurização, por meio de bombas centrífugas. Geralmente, a pressão na câmara de saturação é mantida entre 250 e 500 kPa, a taxa de aplicação superficial varia de 1.000 a 2.000 $m^3m^{-2}d^{-1}$, e o tempo médio de detenção é inferior a 5 min. Na FAD, geralmente são formadas bolhas com diâmetro na faixa de 20 a 100 μm.

Uma unidade de geração de microbolhas na FAD é composta basicamente de um conjunto motobomba para pressurização da água de recirculação, de uma câmara de saturação que recebe ar de um compressor e de um dispositivo de despressurização, que geralmente é responsável também pela mistura da recirculação com a água bruta afluente à câmara de flotação. A câmara de saturação deve conter dispositivos de segurança (válvulas de alívio e válvulas de retenção), de controle de vazão e de controle do nível de água.

Os principais aspectos a serem considerados no projeto de sistemas de flotação por ar dissolvido estão relacionados à quantidade de ar fornecido, tamanho das bolhas, pressão de trabalho na câmara de saturação, taxa de recirculação e taxa de aplicação superficial. A otimização destes parâmetros deve ser realizada por meio de ensaios em escala-piloto, pois dependem fundamentalmente das características do afluente, do tipo de produtos químicos utilizados no tratamento, da concentração e do tamanho dos flocos (ou partículas) em suspensão.

Embora, assim como a sedimentação, a flotação também requeira coagulação e floculação prévia como etapas do tratamento de água, o tamanho dos flocos necessários à flotação é usualmente inferior ao da sedimentação, o que possibilita a construção de floculadores com menor tempo de detenção (em geral de 8 a 25 min) do que os normalmente projetados para ETAs com decantadores (comumente da ordem de 20 a 40 min).

Outro aspecto muito importante que deve ser levado em conta no projeto de unidades de FAD é o dispositivo de "raspagem" e de coleta de lodo flotado. Deve-se permitir a maior acumulação possível de lodo na superfície, a fim de se obter maior tempo de drenagem da parte emersa. Por outro lado, o lodo deve ser raspado antes que a quantidade de ar escapada comece a provocar a sedimentação do lodo desaerado, em forma de placas, no momento em que ele for solicitado pelas lâminas do raspador.

A remoção do lodo acumulado na superfície do flotador pode ser efetuada continuamente ou de forma intermitente, utilizando-se raspadores superficiais mecanizados, ou por inundação. A remoção por inundação consiste no aumento do nível de água no interior da câmara de flotação, através do fechamento da canalização de saída da mesma, até ocorrer o extravasamento da água superficial, juntamente com o lodo, para o interior de canaletas de coleta. O método de inundação não requer equipamentos especiais e minimiza os efeitos da raspagem do lodo sobre a qualidade da água tratada, mas provoca maior gasto de água (acima de 2% da vazão afluente), e o lodo removido apresentará baixa concentração de sólidos (menos de 0,2%). Quanto aos raspadores mecanizados, os mais utilizados em unidades de flotação retangulares são:

- rapadores para a extensão total ou parcial do flotador;
- raspadores de borda.

Enquanto nos decantadores convencionais as taxas de escoamento superficial em geral são menores que 50 $m^3m^{-2}d^{-1}$, e inferiores a 150 $m^3m^{-2}d^{-1}$ mesmo nos decantadores de alta taxa, os flotadores são comumente projetados para operar com taxas na faixa de 120 a 300 $m^3m^{-2}d^{-1}$ ou até superiores. Além disso, como já comentado, a flotação pode possibilitar a redução do consumo de produtos químicos destinados à coagulação da água, de modo que deve ser feito um estudo econômico para avaliar se essa economia compensa o aumento do consumo de energia elétrica associado à flotação por ar dissolvido. É fundamental também que se leve em consideração a capacidade de operação do

sistema por parte dos funcionários da ETA, uma vez que a FAD requer cuidados maiores do que o necessário à operação de unidades de decantação. Nas ETAs, a flotação ocorre numa unidade independente ou nas unidades de filtração, configurando, neste último caso, o que se denomina flotofiltração. Na Figura 12.10 tem-se a representação esquemática de uma instalação de flotação.

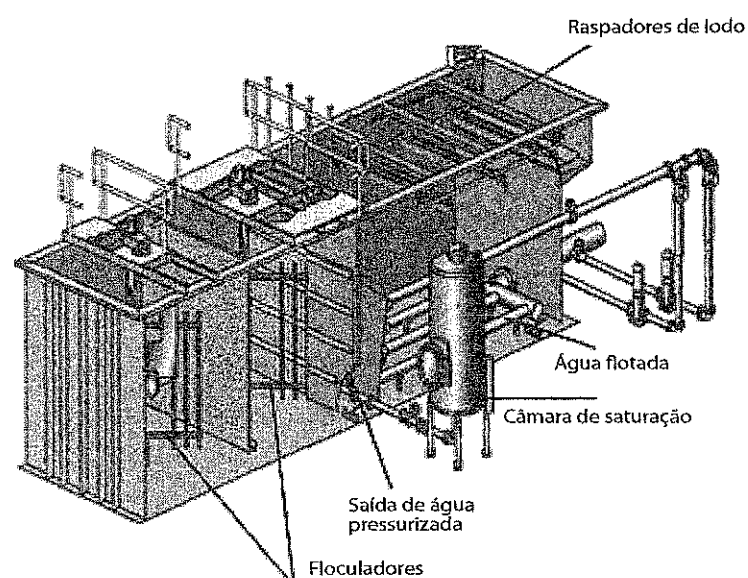



Figura 12.10 - Representação esquemática de uma ETA com flotação
Fonte: LEOPOLD (2006)

Neste tipo de instalação a água coagulada passa pelos floculadores e na saída destas unidades existe um dispositivo que introduz água pressurizada e libera microbolhas de ar, que tendem a um movimento ascendente, arrastando consigo os flocos formados na unidade de floculação. A água pressurizada vem de uma câmara onde é feita a saturação da água com ar, sob pressão elevada. O líquido proveniente da câmara de saturação é despressurizado em dispositivos especiais e misturado à água floculada, ocorrendo então a liberação de microbolhas, que promovem a flotação de grande parte do material particulado presente na água. A água pressurizada é recirculada, continuamente, numa vazão que, em geral, equivale a valores da ordem de 5 a 10% da vazão total tratada na ETA.

12.2.8 Filtração rápida

Neste item são feitas considerações relativas à filtração rápida; a filtração lenta é abordada no item 12.3.1. Nas ETAs, a filtração rápida em meio granular é o resultado da ação de três mecanismos: transporte, aderência e desprendimento, conforme mostrado esquematicamente na Figura 12.11. Os mecanismos de transporte são responsáveis por conduzir partículas suspensas no líquido para as proximidades da superfície dos grãos

do meio granular (coletores). Quando as partículas estão muito próximas dos coletores, forças de ação superficial atuam de modo a aderi-las à superfície dos mesmos ou de partículas previamente aderidas, removendo-as da água. À medida que prossegue a carreira de filtração, as partículas removidas acumulam-se na superfície dos coletores, diminuindo o espaço intergranular e, consequentemente, aumentando as forças cisalhantes que atuam sobre o material depositado. Quando estas forças atingem valores que superam as forças adesivas, as partículas são desprendidas e arrastadas para outras camadas do filtro, onde o fenômeno novamente se repete. Outro fator responsável pelo desprendimento é a colisão, que ocorre entre as partículas suspensas no afluente e os depósitos formados sobre os coletores.

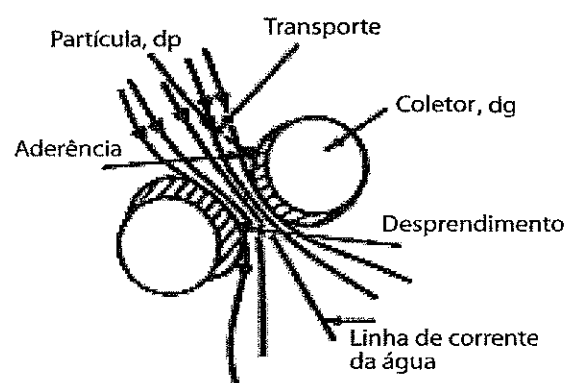



Figura 12.11 - Mecanismos de filtração
Fonte: AMIRTHARAJAH (1988)

De modo geral, pode-se dizer que o transporte de partículas é um fenômeno físico, sendo afetado principalmente pelos parâmetros que governam a transferência de massa, tais como tamanho dos grãos do meio filtrante, taxa de filtração, temperatura da água, densidade e tamanho das partículas suspensas no afluente. Ao contrário do transporte de partículas, a aderência é basicamente um fenômeno químico, muito influenciado pelo tipo e dosagem de coagulante aplicado no pré-tratamento e pelas características da água e do meio filtrante.

A carreira de filtração é definida como o intervalo de tempo entre o momento que um filtro é colocado em operação e o momento em que ele é retirado de operação para limpeza. Conforme ilustrado na Figura 12.12, existem duas condições que exigem retirar um filtro de operação: quando ele passa a produzir água que não atende ao padrão de potabilidade; quando a perda de carga devido à retenção de impurezas atinge o valor máximo estabelecido no projeto. Do ponto de vista técnico, a situação ideal para encerramento da carreira de filtração é aquela em que as duas condições-limite são atingidas simultaneamente, mas em nenhuma hipótese deve-se permitir a distribuição de água que não atende ao padrão de potabilidade, de modo que os filtros devem ser sempre retirados de operação quando houver deterioração da qualidade da água, mesmo que a perda de carga máxima admissível seja inferior à estabelecida em projeto.

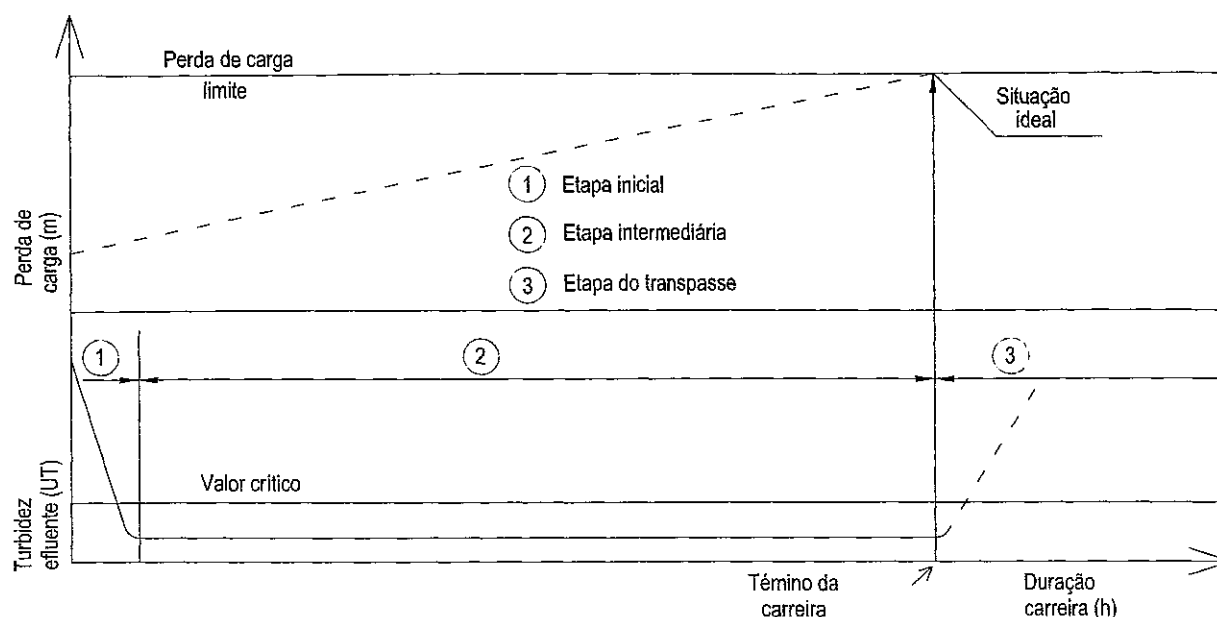



Figura 12.12 - Estágios da filtração rápida

Para lavar um filtro, fecha-se a comporta ou registro de entrada de água, procedendo-se à lavagem do filtro pela introdução de água (e ar, quando for o caso) no sentido ascensional, com velocidade tal que promova a expansão do meio filtrante e que resulte em forças de cisalhamento que superem as forças de adesão que mantêm as partículas aderidas aos grãos do meio filtrante.

Os métodos de lavagem de filtros rápidos podem ser classificados em quatro categorias:

- lavagem exclusivamente com água;
- lavagem com água e lavagem auxiliar superficial ou subsuperficial;
- lavagem inicial com ar, seguida de lavagem com água;
- lavagem com ar e água simultaneamente.

Na Figura 12.13 é mostrado o esquema de uma unidade de filtração, que é composta basicamente de uma comporta de entrada, meio granular (camada filtrante e eventualmente camada suporte), sistema de drenagem destinado à coleta da água filtrada e à distribuição de água (e eventualmente ar) para lavagem e calhas para coleta de água de lavagem. A água para limpeza dos filtros pode ser proveniente de reservatório elevado, bombeamento direto ou dos demais filtros que são mantidos em operação na ETA, enquanto um deles está sendo lavado.

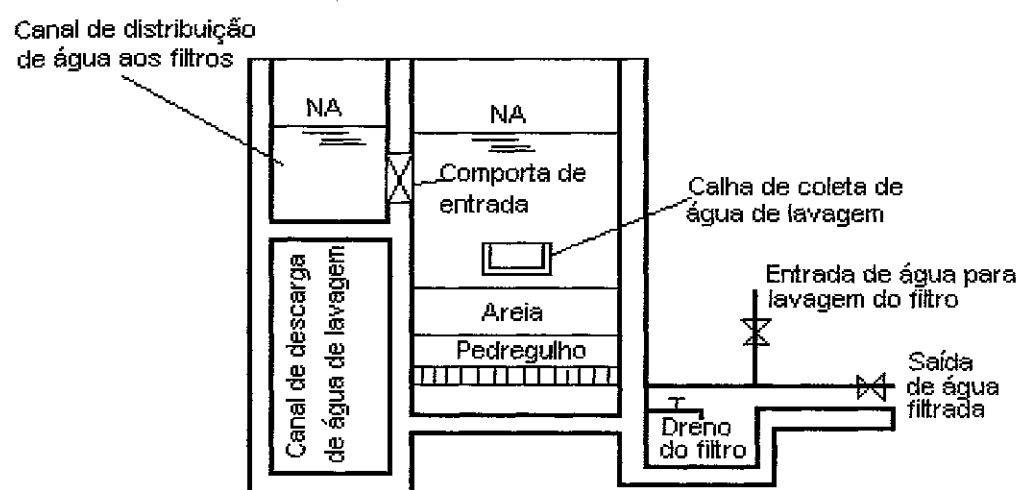



Figura 12.13 - Esquema de um filtro com escoamento descendente
Fonte: DI BERNARDO (1993)

A eficiência da filtração rápida em meio granular é afetada por muitas variáveis, destacando-se: características do meio filtrante (espessura, massa específica, tamanho, forma e distribuição de tamanhos dos grãos), características dos sólidos suspensos (concentração, natureza, tamanho, forma e distribuição de tamanho das partículas), sistema de filtração (taxa constante ou declinante, filtração ascendente ou descendente), taxa de filtração, carga hidráulica disponível, sistema de lavagem do filtro e temperatura da água. Os filtros devem ser projetados e operados para que as carreiras de filtração tenham duração mínima de 20 h, pois carreiras curtas elevam os custos operacionais da ETA, uma vez que aumentam o consumo de água destinado à lavagem dos filtros. Contudo, carreiras com duração muito longa também devem ser evitadas, pois podem resultar no aumento da força de aderência das impurezas aos grãos do meio filtrante, dificultando a remoção dos sólidos durante a lavagem.

A água de lavagem dos filtros deve ser disposta de modo a minimizar impactos no meio ambiente. Ela também pode ser reciclada na própria ETA, misturada à água bruta. Mas essa alternativa precisa ser estudada com cuidado para que o procedimento não prejudique a qualidade da água distribuída à população.

12.2.9 Desinfecção

A desinfecção da água tem caráter corretivo e preventivo. No primeiro caso, objetiva-se a eliminação de organismos patogênicos que possam estar presentes na água, incluindo bactérias, protozoários e vírus. Por outro lado, é mantido um residual do desinfetante na água fornecida à população, para atuar preventivamente, caso

ocorra alguma contaminação na rede de distribuição, e indicar a qualidade da água distribuída.

Devido à dificuldade em se identificarem na água todos os organismos potencialmente prejudiciais à saúde humana, nas ETAs é feita a determinação do número mais provável de coliformes, que não são necessariamente bactérias patogênicas, mas que servem como um parâmetro indireto utilizado para indicar a probabilidade de contaminação biológica. As amostras coletadas na entrada da rede de distribuição não devem apresentar bactérias do grupo coliformes totais, e em nenhuma situação é permitida a presença de coliformes termotolerantes. Presume-se que a ausência de coliformes corresponda à ausência de organismos patogênicos. Contudo, existem patógenos que são mais resistentes à desinfecção que os coliformes, conforme pode ser observado na Figura 12.14 ao comparar a dosagem relativa de um desinfetante necessária para inativar 100% de *Escherichia coli*, bactéria do grupo coliformes termotolerantes usada como indicador de contaminação, com a dosagem correspondente para inativação de outros organismos. A rigor, a ausência de bactérias do grupo coliforme não assegura a qualidade bacteriológica da água.

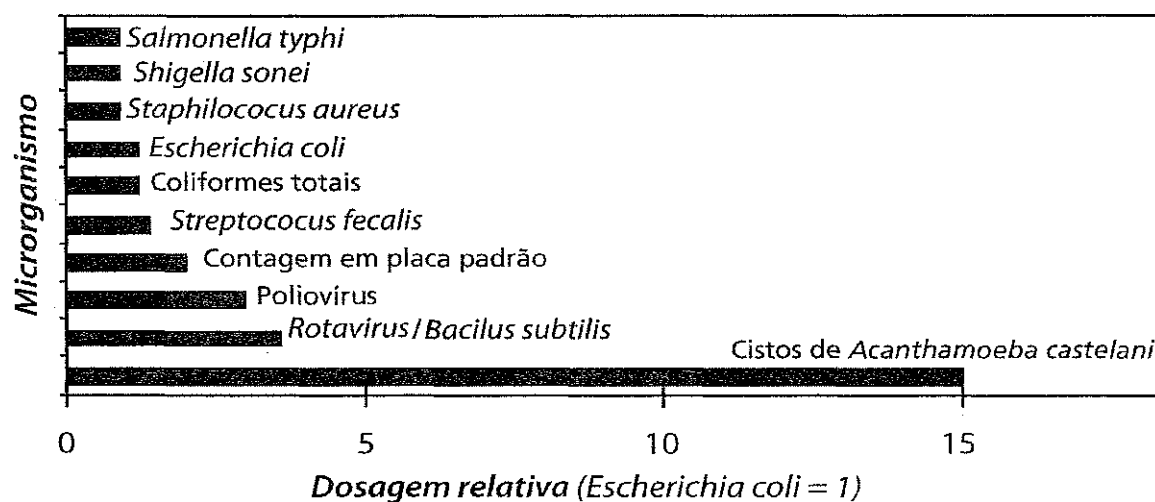



Figura 12.14 - Eficiência de inativação de vários tipos de microrganismos, em função da dosagem correspondente à inativação de 100% de *E. coli*

Fonte: DI BERNARDO (1993)

Os agentes desinfetantes agem por meio de um ou mais dos seguintes mecanismos: a) destruição da estrutura celular; b) interferência no metabolismo com inativação de enzimas; c) interferência na biossíntese e no crescimento celular, evitando a síntese de proteínas, ácidos nucleicos e coenzimas.

A desinfecção não destrói todas as formas vivas, o que se objetiva é a eliminação dos organismos patogênicos. A destruição completa das formas vivas é denominada esterilização. Dentre os agentes químicos utilizados na desinfecção, em geral, têm-se

os oxidantes cloro, bromo, iodo, ozônio, permanganato de potássio e peróxido de hidrogênio e os íons metálicos, prata e cobre, enquanto que dentre os agentes físicos destacam-se o calor e a radiação ultravioleta. A desinfecção também pode ser feita pela utilização de radiação ionizante (raios gama). Neste caso consegue-se a esterilização da água. O transporte, manuseio e estocagem de qualquer produto deve ser feito obedecendo os critérios de segurança específicos. No caso do gás cloro, por exemplo, que é o desinfetante mais comumente empregado em ETAs, deve existir máscaras autônomas, detector de vazamento de cloro provido de alarme e sistema de exaustão.

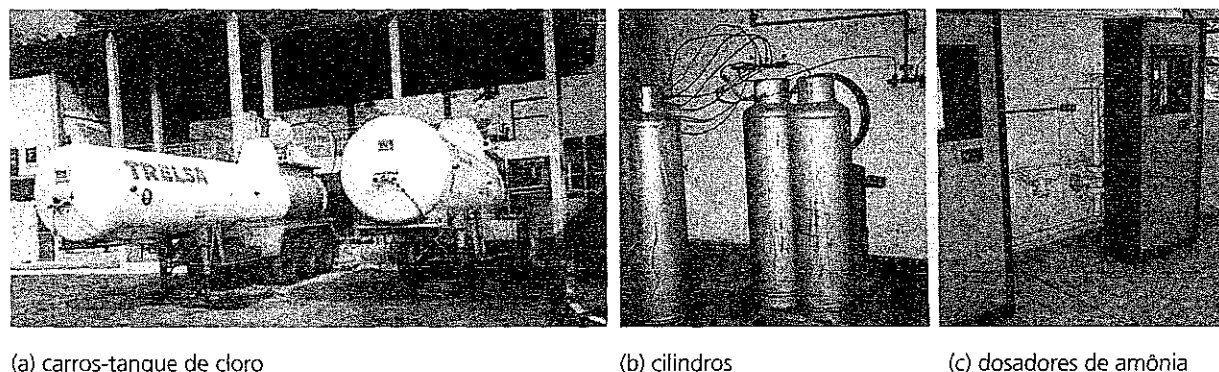
Para serem usados nas ETAs, os desinfetantes devem atender aos seguintes requisitos:

- destruirem, em tempo razoável, os organismos patogênicos;
- não serem tóxicos ao ser humano e animais domésticos e não causarem odor e sabor na água nas dosagens usuais;
- estarem disponíveis a custo razoável e oferecerem condições seguras de transporte, armazenamento, manuseio e aplicação;
- terem sua concentração na água determinada de forma rápida e precisa por meio de método simples;
- produzirem residuais persistentes na água, assegurando, desse modo, a qualidade da água contra eventuais contaminações nas diferentes partes do sistema de abastecimento.

A eficiência da desinfecção depende de diversos fatores, tais como tempo de contato com a água, dosagem, tipo de agente químico, intensidade e natureza do agente físico utilizado como desinfetante e tipos de organismos. Patógenos em formas esporuladas e encistadas são especialmente resistentes. A dosagem, o tempo de contato e o tipo de agente utilizado na desinfecção devem ser estabelecidos preferencialmente por meio de ensaios, considerando-se o potencial de formação de subprodutos indesejados durante o processo e os riscos sanitários que dele podem advir.

O cloro em sua forma gasosa, e seus derivados, como hipoclorito de cálcio ou hipoclorito de sódio, é o produto mais utilizado na desinfecção de água nas ETAs. Na forma de hipoclorito de cálcio ou de sódio, o emprego de cloro normalmente se restringe a ETAs menores. Devido ao baixo custo e eficiência, o cloro passou a ser empregado mundialmente na desinfecção de águas desde o início do século XX. Entretanto, em 1974, quando foi observada a formação de trialometanos (THM) em águas de abastecimento clorada, passou-se a dar maior atenção a desinfetantes alternativos a ele. Nos últimos anos, diversas pesquisas têm mostrado que a reação do cloro com algumas substâncias, principalmente substâncias húmicas, leva à formação de THM, compostos organoclorados que podem causar problemas à saúde humana. Além de THM, podem ser formados outros subprodutos da cloração, tais como haloacetonitrilas, halocetonas, ácidos haloacéticos, clorofenóis, dentre outros, potencialmente prejudiciais à saúde pública. Tem sido

verificado que os THM são potencialmente cancerígenos, e as haloacetonitrilas podem ter ação mutagênica e induzir o desenvolvimento de tumores. Contudo, os riscos sanitários, eventualmente associados a subprodutos da cloração, podem ser muito menores do que aqueles decorrentes das doenças de veiculação hídrica a que a população estará sujeita, caso a água não seja submetida a algum processo de desinfecção. Assim, caso os subprodutos da cloração apresentem-se em concentração superior à máxima permitida, deve-se optar por outros métodos de desinfecção.

Nas águas brutas que contêm precursores de formação de THM e outros compostos organoclorados indesejados e que necessitam da oxidação através do emprego de cloro, é comum a realização da pré-cloração seguida da aplicação de um sal de amônia (usualmente sulfato de amônia ou cloreto de amônia) ou de solução de amônia, proveniente de amônia gasosa. As cloraminas resultantes da reação entre o cloro e a amônia apresentam menor poder de desinfecção que o cloro livre, mas possibilitam minimizar a formação de compostos organoclorados. Na Figura 12.15 são mostrados carros-tanque de cloro utilizados em ETAs de grande porte, cilindros de amônia e dosadores de amônia.

(a) carros-tanque de cloro

(b) cilindros

(c) dosadores de amônia

Figura 12.15 - Carros-tanque de cloro, cilindros de amônia e dosadores de amônia
Fonte: DI BERNARDO (1993)

Na Portaria nº 518/2004 do Ministério da Saúde (Brasil, 2004), é estabelecido que após a desinfecção, a água deve conter um teor mínimo de cloro residual livre de 0,5 mg/L, sendo obrigatória a manutenção de, no mínimo, 0,2 mg/L em qualquer ponto da rede de distribuição, recomendando-se que a cloração seja realizada em pH inferior a 8,0 e em tempo de contato mínimo de 30 min.

Atualmente, tem crescido o interesse pelo estudo de desinfetantes alternativos ao cloro para emprego em ETAs. O ozônio, dióxido de cloro, peróxido de hidrogênio, radiação ultravioleta ou a combinação de alguns destes não causam a formação de THM, mesmo quando há quantidades apreciáveis de substâncias húmicas na água, porém podem ser responsáveis pela formação de outras substâncias que também são potencialmente tóxicas. Dentre os desinfetantes alternativos citados, o ozônio e o dióxido de cloro são os que mais têm sido utilizados nas ETAs, em substituição ao cloro gasoso.

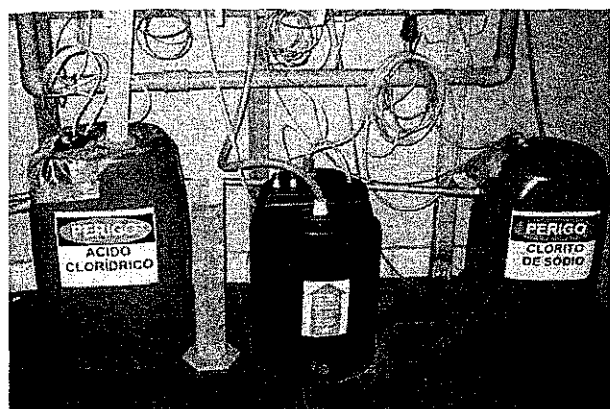
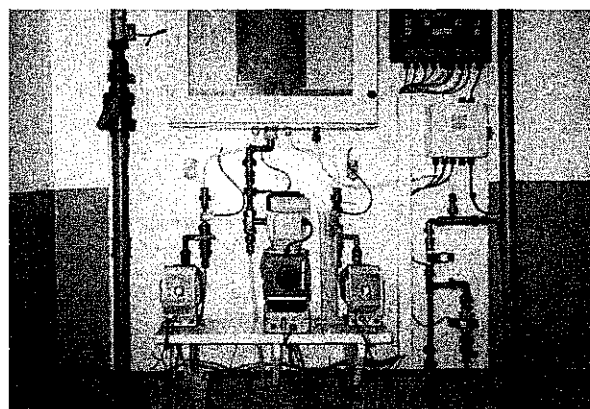
Ao contrário do cloro, o ozônio e o dióxido de cloro devem ser produzidos no local de uso. No estado puro o ozônio não pode ser liquefeito por aumento de pressão, devido aos riscos de explosão. O principal processo de produção de ozônio é por descarga elétrica com a utilização de gás seco, oxigênio ou ar. O dióxido de cloro normalmente é obtido por meio de soluções de clorito de sódio e ácido clorídrico. O residual de ozônio na água é pouco persistente, enquanto o dióxido de cloro é bastante estável, o que é extremamente vantajoso, para prevenir eventuais contaminações que podem ocorrer no sistema de abastecimento de água. Nas Figuras 12.16 e 12.17 são mostradas instalações de geração de dióxido de cloro e de ozônio de ETAs.

(a) Bombonas de armazenamento de clorito de sódio e ácido clorídrico

(b) Unidade de geração de dióxido de cloro

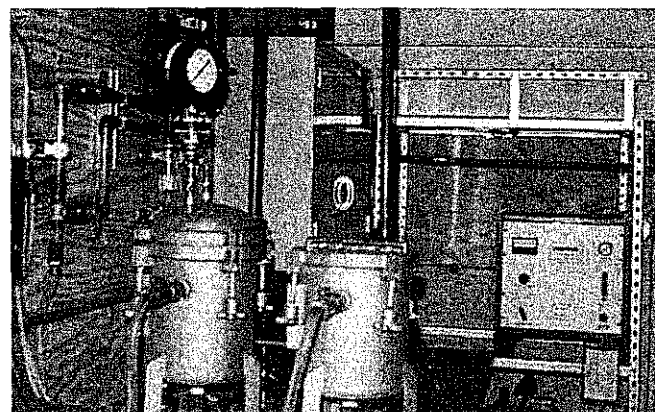
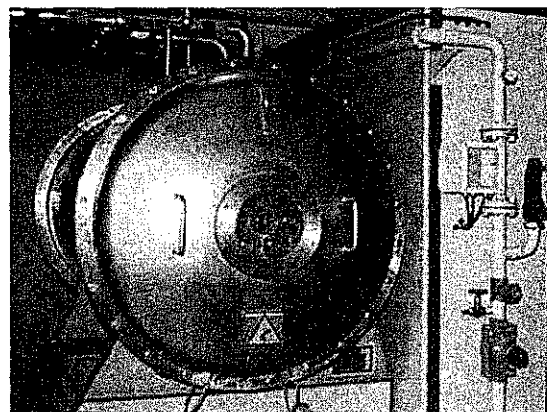
Figura 12.16 - Sistema de geração de dióxido de cloro instalado numa ETA

(a) Unidade de preparação de ar

(b) Gerador de ozônio e dispositivo de controle de voltagem e frequência

Figura 12.17 - Sistema de geração de ozônio instalado numa ETA: produção de ozônio a partir do ar (capacidade de produção de 1 kg de ozônio/h)

Fonte: DI BERNARDO (1993)

Na Figura 12.18 mostra-se um equipamento utilizado em ETAs para produzir o desinfetante hipoclorito de sódio, a partir do sal de cozinha. Essa técnica pode ser empregada especialmente nas ETAs de pequeno porte, nas quais também é usual a utilização de hipoclorito de sódio comercial, transportado em bombonas de 60 kg (solução a 12% de NaClO).

(a) Tanque com a salmoura (b) Painel de controle (c) Células de geração

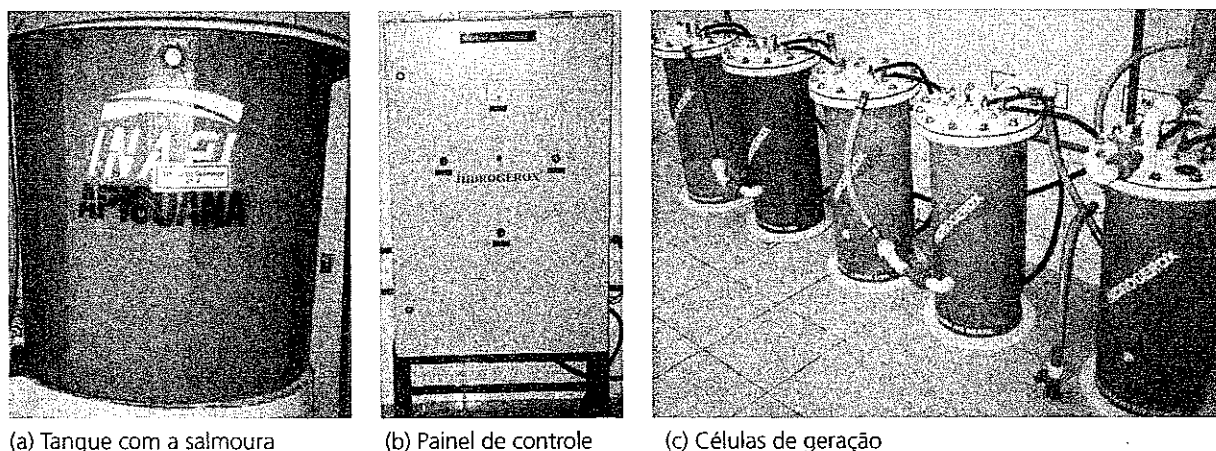



Figura 12.18 - Equipamento utilizado na produção de hipoclorito de sódio a partir do sal de cozinha

A desinfecção com radiação ultravioleta é um método que não requer a adição de produtos químicos na água, mas que não possibilita a manutenção de um residual, para prevenir contaminações no sistema de distribuição. Uma alternativa a este problema é fazer o uso combinado da radiação ultravioleta com outro tipo de desinfetante. Considera-se que as alterações que ocorrem na matéria orgânica, pela ação da radiação ultravioleta, não são prejudiciais à saúde humana nem ao meio ambiente. A radiação ultravioleta atua principalmente nos ácidos nucleicos (ADN), promovendo reações fotoquímicas que inativam os microrganismos. As lâmpadas de baixa pressão de vapor de mercúrio são as principais fontes de radiação ultravioleta utilizada na desinfecção de águas.

12.2.10 Fluoretação

Normalmente, o flúor é adicionado à água na forma de ácido fluorsilícico, fluorsilicato de sódio, fluoreto de sódio ou fluoreto de cálcio (fluorita), para agir preventivamente contra a decomposição do esmalte dos dentes. A aplicação do ácido pode ser feita na forma concentrada ou diluída, dependendo da vazão e precisão dos dosadores. Normalmente, para fazer a dosagem, são utilizados dispositivos de nível constante, bombas dosadoras ou outros dispositivos, conforme ilustrado na Figura 12.19. No caso do fluorsilicato de sódio, a dosagem geralmente é feita a seco, volumétrica ou

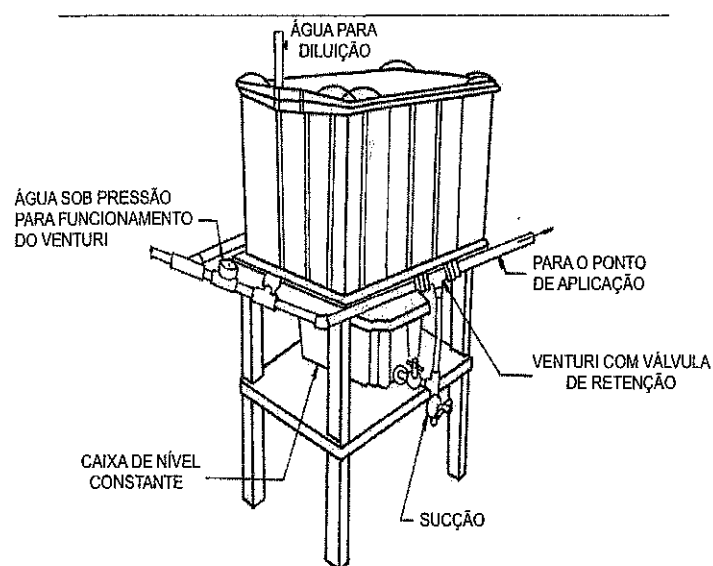
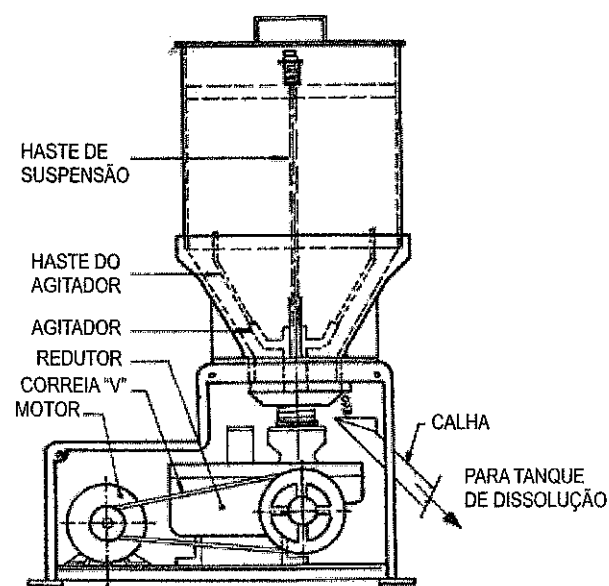
gravimetricamente. O dosador consta de um silo para disposição do produto, com forma tronco-cônica no fundo, onde um disco rotativo transporta continuamente o composto para a abertura de descarga. O ajuste da dosagem é feito pelo controle do avanço da lâmina de regulagem da abertura. O equipamento geralmente é montado sobre uma balança, para controle do consumo. No Brasil, a fluoretação é prevista na Portaria nº 635/75 do Ministério da Saúde. Contudo, a utilidade do emprego de flúor em águas de abastecimento tem gerado controvérsia entre especialistas, sendo alguns favoráveis e outros contrários à sua utilização.

a) Dosador de ácido fluorsilícico

(b) Dosador de fluorsilicato de sódio

Figura 12.19 - Exemplos de dosadores de compostos de flúor
Fonte: DI BERNARDO (1993)

12.2.11 Estabilização química

Após passar por todas as etapas de tratamento, a água distribuída à população deve atender ao padrão de potabilidade para consumo humano vigente no país (Portaria nº 518/2004). Contudo, mesmo apresentando valores inferiores ao máximo permitido quanto a contaminantes, a água pode apresentar-se corrosiva ou incrustante e acarretar danos na tubulação de distribuição, tal como ilustrado na Figura 12.20.

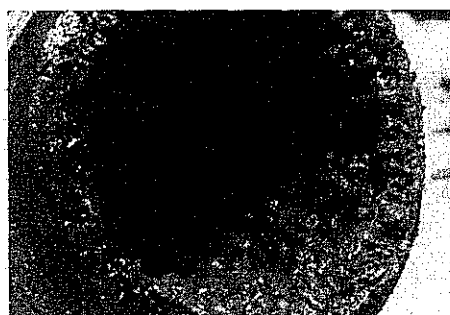



Figura 12.20 - Estado de um tubo utilizado na distribuição de água potável

Além da redução da área útil do tubo, o que aumenta a perda de carga na rede de distribuição e, consequentemente, reduz a vazão veiculada, eventuais reduções no valor do pH da água produzida na ETA dissolvem de modo descontrolado o material incrustado na tubulação e o conduz aos ramais domiciliares, aumentando a turbidez e a cor da água, causando inconvenientes à população. Mas não só as características organolépticas da água são afetadas. A dissolução do material incrustado também pode ser responsável pela brusca elevação da concentração de determinados metais e outras substâncias na água, em níveis superiores ao recomendado para consumo humano.

Enquanto a incrustação geralmente tem sua origem na distribuição de água com pH elevado, a corrosão está associada a águas com valores de pH relativamente baixos e, especialmente em tubulações metálicas, ela é responsável pelo aumento dos custos de manutenção da rede, devido aos gastos com reparos e substituição das tubulações e acessórios, e também pelo aumento da concentração de metais presentes na água consumida, em decorrência do desgaste da tubulação. Portanto, além de atender aos padrões de potabilidade, deve-se garantir que a água produzida nas ETAs seja estabilizada quimicamente, para evitar problemas decorrentes da incrustação ou corrosão. Em geral, as técnicas para controle da corrosão estão relacionadas à escolha adequada do material que constitui a tubulação, alteração da qualidade da água, emprego de proteção catódica, uso de inibidores e aplicação de camada protetora. O controle da corrosão de metal ou da agressão a concreto exige a estabilização da água no final do tratamento. Nos últimos anos, o ortopolifosfato vem sendo estudado para amenizar problemas decorrentes de incrustação e corrosão provocados pela água.

Em sistemas onde ocorre mistura da água tratada na ETA com a água de poços, os problemas associados à corrosão e à incrustação podem ocorrer se qualquer das águas não estiver estabilizada quimicamente.

12.3 Técnicas de tratamento de água

No Brasil, a prática consagrada para o tratamento de águas superficiais, na maioria das situações, inclui as seguintes etapas:

- clarificação, destinada a remover sólidos presentes na água. Esta etapa ocorre nos decantadores, flotadores e filtros;
- desinfecção, destinada a inativar microrganismos patogênicos;
- fluoretação, para prevenção da cárie dentária infantil;
- estabilização química, para controle da corrosão e da incrustação da água nas tubulações, concreto etc. Trata-se de uma preocupação econômica com a integridade das instalações domiciliares e do sistema de distribuição.

Existem diversas técnicas de tratamento de água para abastecimento público, destacando-se no Brasil aquelas denominadas tratamento convencional (ou de ciclo completo) e a filtração direta, embora outras, como a filtração lenta, a flotação e a filtração em membrana também sejam empregadas, mas em um número ainda relativamente pequeno de ETAs. De maneira geral, podem-se distinguir as técnicas de tratamento de água em função dos processos e operações unitárias que elas possuem, tal como mostrado na Figura 12.21, na qual não foi incluído o pré-tratamento (tal como micropeneiramento), a oxidação/adsorção, a estabilização química, a fluoretação, a desinfecção, que são etapas que podem ser comuns a todas as técnicas.

Neste item, inicialmente faz-se a descrição geral destas diversas técnicas, e ao final são feitas considerações sobre os limites de aplicação das mesmas, tendo em vista aspectos relacionados à qualidade da água bruta, aos custos envolvidos no tratamento da água, à vazão a ser tratada e à complexidade operacional.

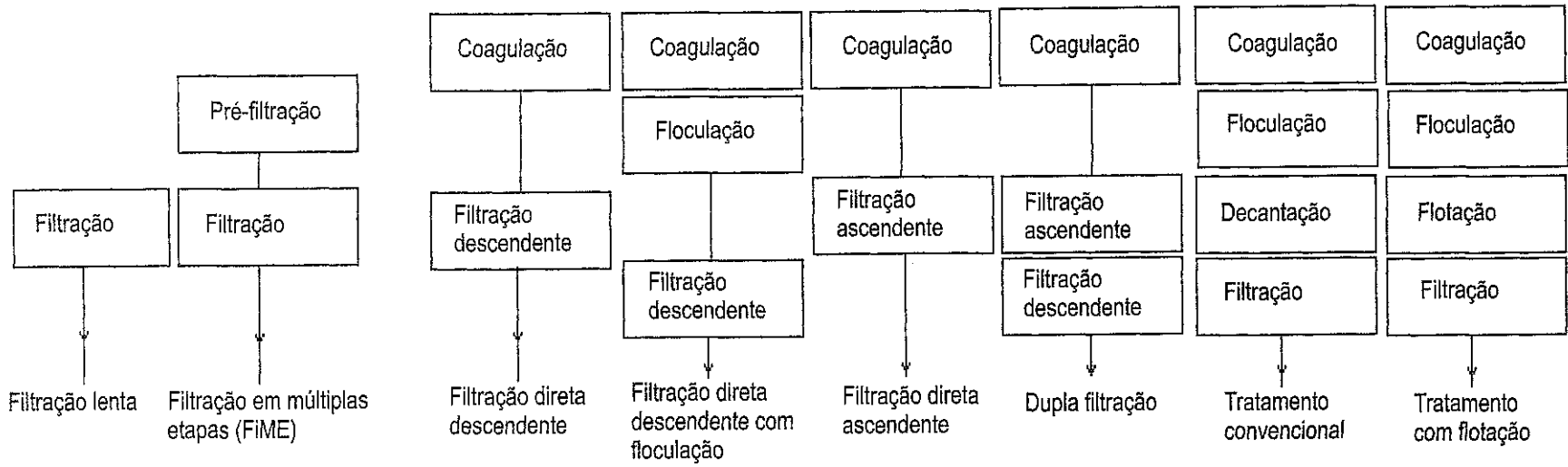



Figura 12.21 - Técnicas mais usuais de tratamento de água para abastecimento público

12.3.1 Filtração lenta e filtração em múltiplas etapas

Na filtração lenta o tratamento da água é feito por um processo biológico, não há necessidade do emprego de coagulante químico, o que, aliado à menor frequência de limpeza dos filtros, simplifica a operação e facilita a utilização dessa técnica, mesmo em regiões mais remotas. Contudo, a implantação de ETAs com filtração lenta, em decorrência de os filtros serem operados com baixa taxa de filtração, requer espaços físicos significativamente maiores do que o das demais técnicas que também utilizam a filtração em areia, o que pode dificultar sua construção em áreas urbanas adensadas. Contudo, quando se considera a extensão do território brasileiro e se constata que a maior carência de água potável é registrada nos municípios que apresentam menor número de habitantes (em geral nas comunidades rurais), a filtração lenta apresenta-se como uma alternativa de tratamento de água com grande potencial para ser empregada em diversas localidades do país, quando a água bruta apresenta condições favoráveis ao emprego desta tecnologia, como comentado no item 12.2.7.

Na Figura 12.22 tem-se a representação dos arranjos das unidades de pré-tratamento, que podem anteceder a filtração lenta. Quando se emprega a pré-filtração, tem-se a técnica denominada Filtração em Múltiplas Etapas (FiME). Na Figura 12.23 é ilustrado o princípio de funcionamento da FiME, por meio da qual é feita a separação gradual do material em suspensão presente na água bruta, fazendo-a passar por sucessivas unidades de filtração, antes de a mesma ser encaminhada ao filtro lento. Nas Figuras 12.24, 12.25 e 12.26 mostram-se esquemas de unidades de pré-filtração dinâmica em pedregulho, pré-filtro de pedregulho e da unidade de filtração lenta. Os pré-filtros de pedregulho podem possuir escoamento descendente, horizontal ou ascendente, conforme ilustrado na Figura 12.25. O pré-tratamento pela FiME deve ser previsto quando há excesso de sólidos em suspensão na água bruta, visando a atenuar a sobrecarga dos filtros lentos, cuja turbidez máxima do afluente, segundo diversos autores, não deve superar a 10 uT. Assim, no tratamento de águas cuja turbidez pode ser elevada nos períodos de chuva ou no caso de águas captadas de represas que podem apresentar florescimentos de algas, o pré-tratamento deve ser sempre previsto, do contrário as carreiras de filtração seriam muito curtas, inviabilizando o emprego da filtração lenta. Na Figura 12.27 tem-se o esquema geral de uma instalação FiME e a fotografia de uma ETA que emprega esta técnica de tratamento.

O filtro lento constitui-se basicamente de um tanque, onde é colocada areia com espessura geralmente entre 0,90 e 1,20 m, sobre uma camada de pedregulho, com espessura entre 0,20 e 0,45 m. Sob a camada de pedregulho tem-se o sistema de drenagem, destinado a recolher a água filtrada, tal como mostrado esquematicamente na Figura 12.26.

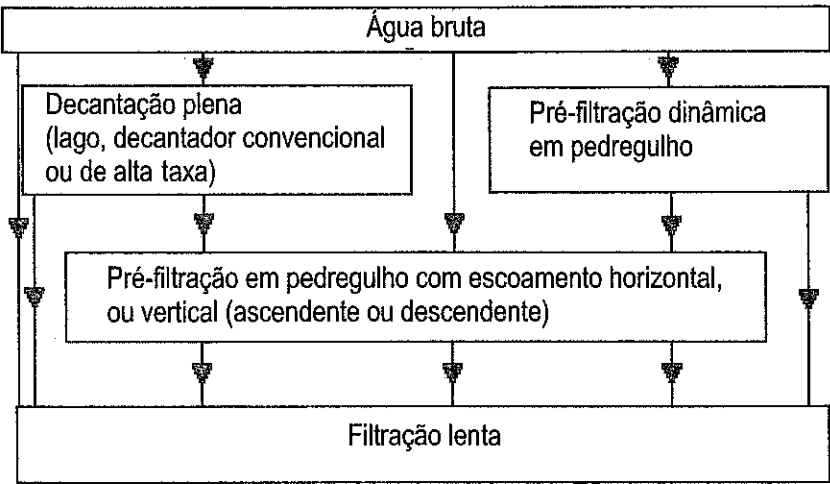



Figura 12.22 - Variantes de técnicas de tratamento que empregam a filtração lenta

Fonte: DI BERNARDO *et al.* (1999)

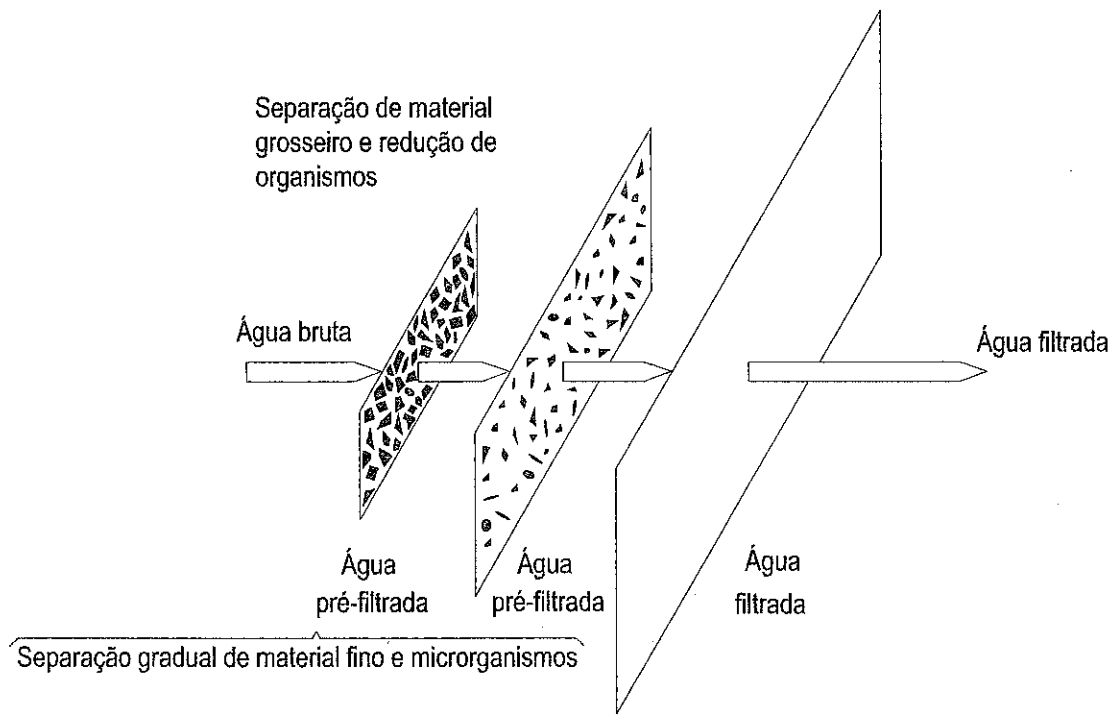



Figura 12.23 - Representação esquemática do tratamento da água por Filtração em Múltiplas Etapas (FiME)

Fonte: DI BERNARDO *et al.* (1999)

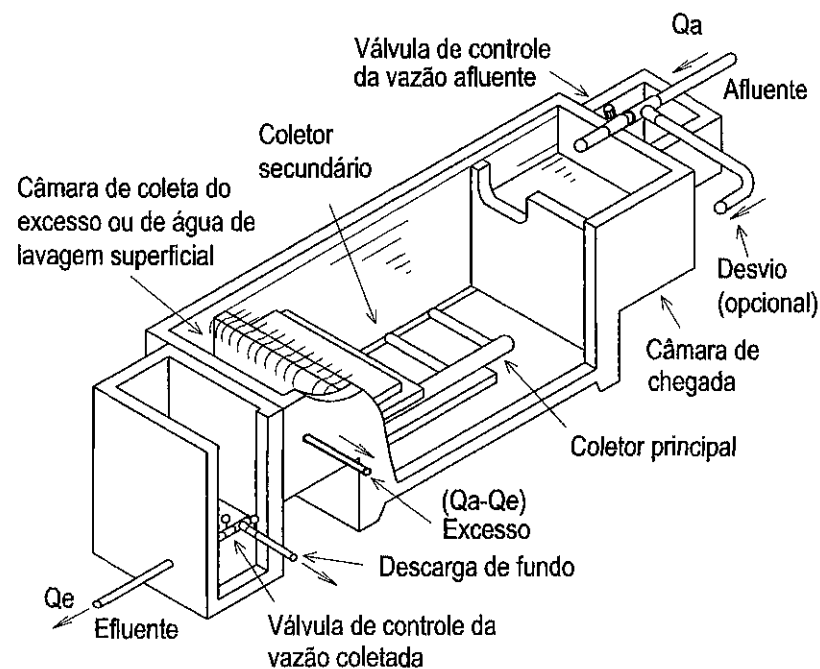



Figura 12.24 - Esquema de uma unidade de pré-filtração dinâmica em pedregulho

Fonte: DI BERNARDO *et al.* (1999)

Na filtração lenta geralmente são utilizadas areias com pequena granulometria, de modo que ocorre considerável retenção de impurezas no topo da camada filtrante. Segundo Di Bernardo *et al.* (1999), no início da filtração há predominância do mecanismo de interceptação, que promove a remoção de partículas maiores que os vazios intergranulares, o que contribui para a formação de uma camada biológica no topo do meio filtrante, denominada de *schmutzdecke* (expressão alemã que significa "camada de sujeira"). A eficiência da filtração lenta depende dessa camada biológica, a qual normalmente demora desde alguns dias até semanas para se formar, dependendo das características do afluente e do meio filtrante, além das condições operacionais. Somente após o amadurecimento do filtro, ou seja, do tempo necessário para a formação do *schmutzdecke*, é que há produção de efluente com qualidade satisfatória. Deve-se esperar o amadurecimento do filtro, sempre que ele for recolocado em operação após a limpeza da unidade de filtração lenta. Por esse motivo, a ETA deve ter no mínimo dois filtros, para que o abastecimento de água não seja interrompido. A atividade biológica é considerada a ação mais importante que ocorre na filtração lenta, sendo mais pronunciada no topo do meio filtrante, porém se estendendo até cerca de 40 cm de profundidade. A camada biológica constitui-se por partículas inertes, matéria orgânica e uma grande variedade de microrganismos, tais como bactérias, algas, protozoários e metazoários, dentre outros, além de precipitados, tais como os de ferro e de manganês, quando esses metais se encontram em estado solúvel no afluente.

Uma das principais vantagens atribuídas ao filtro lento é a elevada eficiência de remoção de organismos potencialmente transmissores de doenças. A remoção de

bactérias patogênicas e vírus no filtro lento é atribuída a vários fatores, destacando-se: o decaimento natural, devido ao filtro lento ser um ambiente relativamente hostil para esses microrganismos; a predação; o efeito biocida da radiação solar; e a adsorção no biofilme aderido ao meio filtrante.

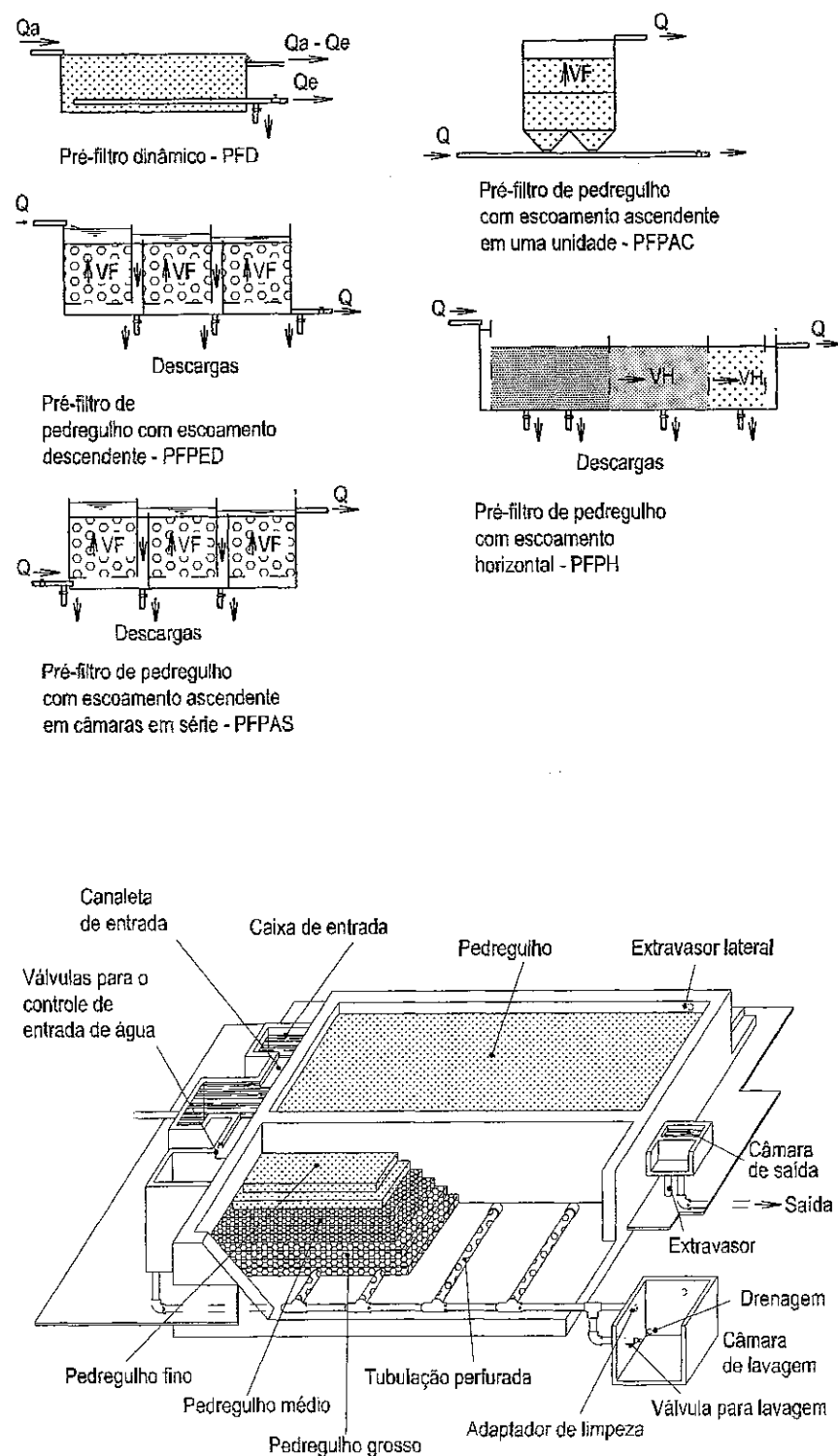



Figura 12.25 - Esquema de pré-filtros de pedregulho
FONTE: DI BERNARDO *et al.* (1999)

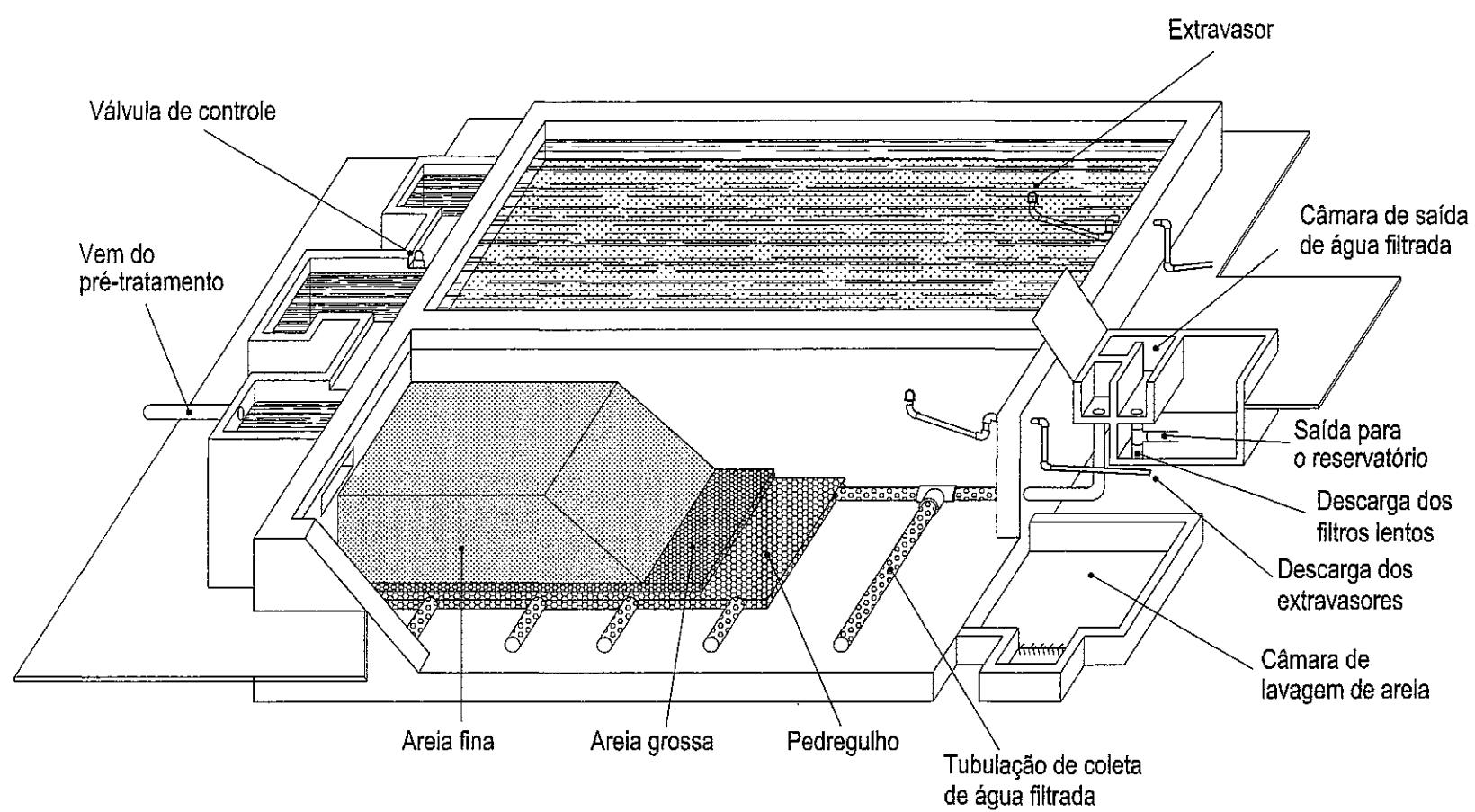



Figura 12.26 - Esquema de um filtro lento de areia

Fonte: DI BERNARDO *et al.* (1999)

À medida que as impurezas vão sendo retidas no interior do meio filtrante, reduzem-se os vazios intergranulares por onde a água pode passar, o que aumenta a perda de carga. Quando é atingida a perda de carga devido à retenção de impurezas estabelecida em projeto, torna-se necessário retirar o filtro de operação e fazer sua limpeza. Como na filtração lenta, a retenção de impurezas ocorre predominantemente no topo do meio filtrante, a limpeza do filtro é feita pela remoção de cerca de 2 cm da camada superior da areia, lavando-a posteriormente e recolocando-a no filtro quando, após limpezas sucessivas, a espessura total da areia chegar a cerca de 60 cm. No caso de filtros que possuem pequena área em planta, essa limpeza é feita manualmente, como ilustrado na Figura 12.28. Em filtros de grandes dimensões, pode ser necessário o emprego de equipamentos mecânicos, para remover a camada superior de areia. O intervalo de tempo decorrido entre as limpezas de um filtro caracteriza a duração da carreira de filtração, que na filtração lenta em geral é superior a dois meses, podendo chegar a valores bem superiores a esses, quando a água bruta apresenta pouca matéria dissolvida e em suspensão.

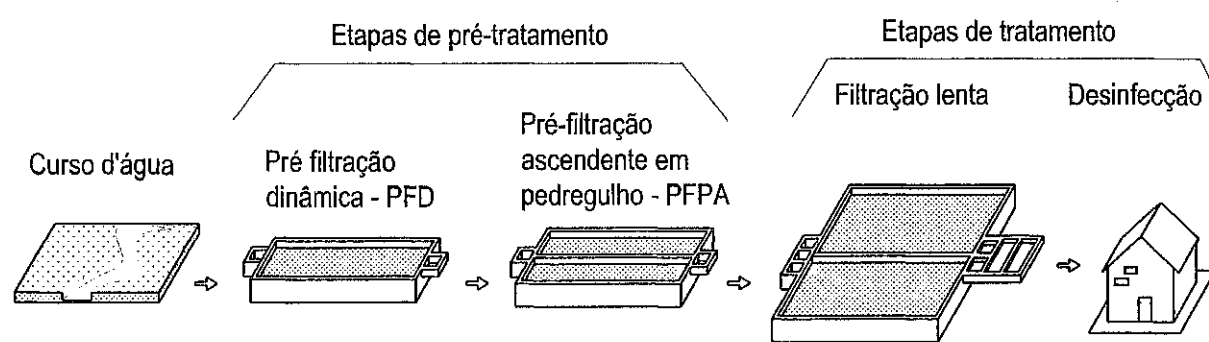



Figura 12.27 - Esquema de uma instalação de Filtração em Múltiplas Etapas (FiME)
Fonte: DI BERNARDO *et al.* (1999)

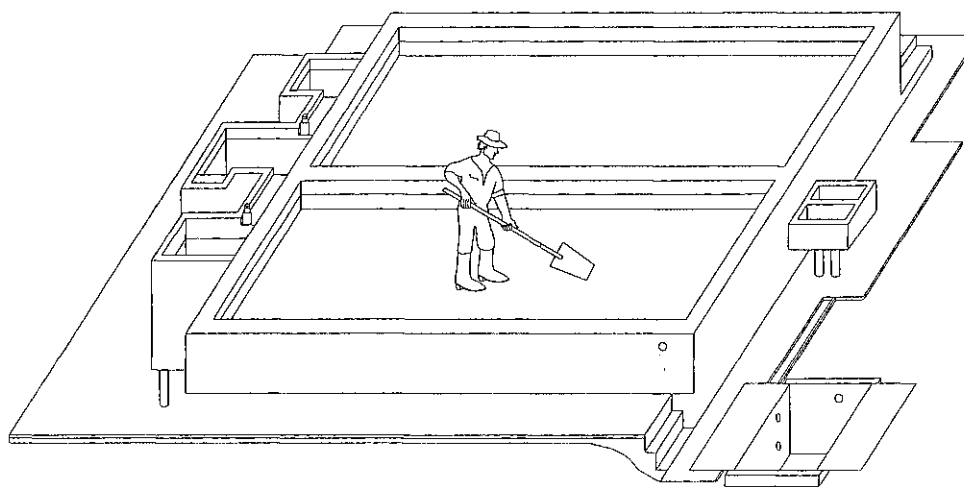



Figura 12.28 - Limpeza manual de um filtro lento
Fonte: DI BERNARDO *et al.* (1999)

12.3.2 Filtração direta

Neste livro, o termo filtração direta inclui todas as técnicas de tratamento em que filtros rápidos são as únicas unidades destinadas à remoção de sólidos presentes na água e nas quais a água bruta é coagulada antes de ser encaminhada às unidades de filtração. Assim, como técnica de tratamento por filtração direta, tem-se:

- filtração direta descendente: a água coagulada percorre a camada filtrante de cima para baixo, e a água filtrada sai na parte inferior do filtro;
- filtração direta descendente com floculação: semelhante ao anterior, com a diferença de que a água é coagulada e floculada antes de entrar no filtro;
- filtração direta ascendente: a água coagulada percorre a camada filtrante de baixo para cima e a água filtrada sai na parte superior do filtro;
- dupla filtração: a água coagulada passa por uma unidade de filtração ascendente e depois por uma unidade de filtração descendente. Em relação às demais técnicas de filtração direta, esta possibilita o tratamento de água bruta de pior qualidade, com maior quantidade de material dissolvido e em suspensão, devido à ação dos dois filtros.

Na Figura 12.29 tem-se a representação esquemática de instalações de filtração direta. A floculação pode ou não ser necessária na filtração direta descendente, dependendo das características da água bruta. Quando predominam partículas com tamanho da ordem de 1 μm na água bruta, em geral a filtração descendente não apresenta desempenho satisfatório e, nesse caso, a floculação, ao promover o aumento do tamanho das partículas, possibilita a melhoria do desempenho da ETA. Por outro lado, prever a construção dos floculadores, quando eles são dispensáveis, aumenta desnecessariamente o custo da ETA.

Embora o ideal seja que o escoamento da água se faça no sentido dos maiores grãos para os menores do meio filtrante, quando se tem a filtração em areia os grãos de maior tamanho localizam-se sempre nas camadas inferiores, enquanto os menores grãos ficam na superfície superior. Não é possível modificar esta disposição dos grãos de areia, pois quando os filtros rápidos (ascendentes ou descendentes) são lavados pela introdução de água no fundo dos filtros, essa água expande o meio filtrante e provoca uma estratificação do meio granular, fazendo com que os grãos menores localizem-se na parte superior do filtro. No caso da filtração descendente, essa disposição dos grãos não é a mais adequada, e, em vista disso, em algumas ETAs são projetados meios filtrantes de dupla camada (antracito + areia). O antracito é um carvão com menor densidade do que a areia e, deste modo, durante a lavagem do filtro os grãos de antracito, mesmo tendo tamanho maior do que os da areia, mantêm-se no topo do meio filtrante. Ressalta-se que o antracito é empregado apenas na filtração descendente.

(a) Filtração direta descendente com floculação

(b) Filtração direta descendente (sem floculação)

(c) Filtração direta ascendente

(d) Dupla filtração

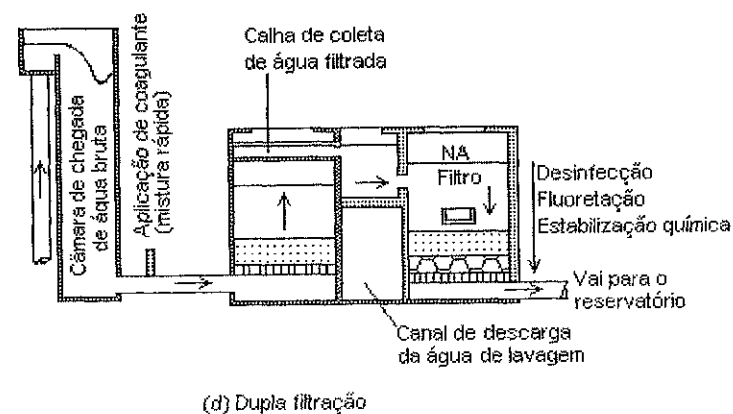
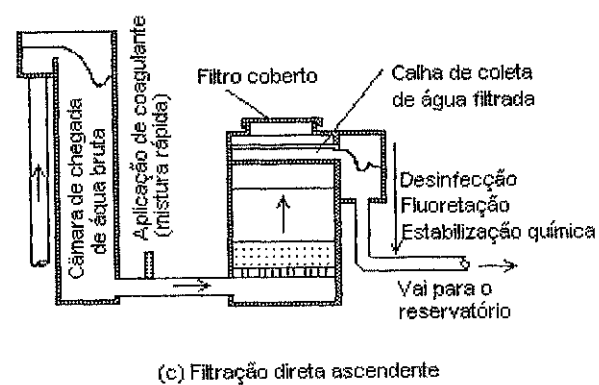
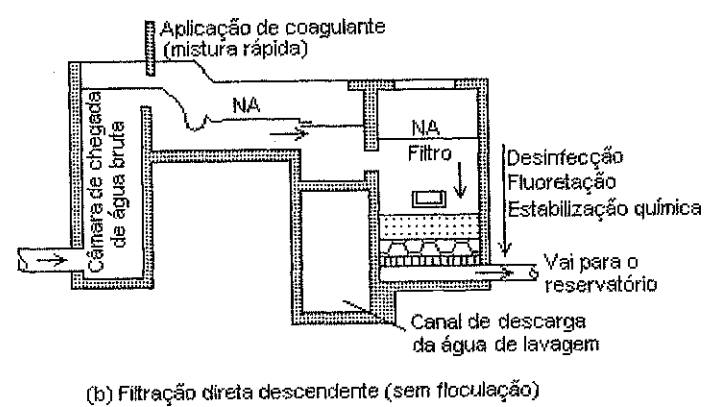
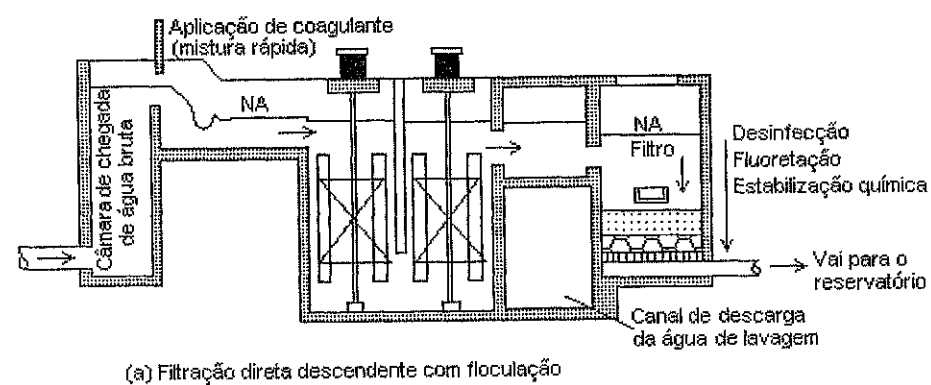



Figura 12.29 - Esquema em corte longitudinal de ETAs com filtração direta

Na filtração direta, as taxas de filtração usualmente variam entre 120 e 360 $m^3m^2d^{-1}$, sendo os valores da ordem de 120 $m^3m^{-2}d^{-1}$ adotados no projeto das unidades de filtração ascendente, enquanto as taxas mais elevadas referem-se à filtração direta descendente. Essas taxas são muito superiores às normalmente empregadas no projeto de filtros lentos (3 a 6 $m^3m^{-2}d^{-1}$). Em vista disso, a penetração de impurezas na filtração direta não fica restrita apenas ao topo do meio filtrante, tal como ocorre na filtração lenta, atingindo profundidades maiores. Em relação à filtração lenta, a filtração rápida exige maior controle operacional e pessoal mais qualificado para sua operação. Por outro lado, permite tratar águas superficiais com maior quantidade de material dissolvido e em suspensão, muitas vezes encontrados mais próximos do centro de consumo. Diferentemente da filtração lenta, cujas carreiras de filtração chegam a durar vários meses, na filtração rápida, usualmente os filtros precisam ser lavados em intervalos de 20 a 50 h ou menos, dependendo das características da água que chega ao filtro e das condições de operação. Como pode ser visto no Exemplo 12.2, a filtração rápida ocupa áreas bem menores que a necessária à filtração lenta.

Exemplo 12.2

Calcular a área necessária para a construção de filtros, considerando a filtração lenta, a filtração ascendente e a filtração descendente para a vazão nominal de 3.600 m^3/d. Adotar as taxas de filtração de 3, 120 e 360 $m^3m^{-2}d^{-1}$, respectivamente para os filtros lento, ascendente e descendente.

Solução

A taxa de filtração (T_F) corresponde à vazão (Q) dividida pela área total de filtração (A). Assim, tem-se: $T_F = \frac{Q}{A} \Rightarrow A = \frac{Q}{T_F}$

I) Filtro lento: $A = \frac{Q}{T_F} = \frac{3.600(m^3/d)}{3(m^3m^{-2}d^{-1})} = 1.200m^2$

II) Filtro ascendente: $A = \frac{Q}{T_F} = \frac{3.600(m^3/d)}{120(m^3m^{-2}d^{-1})} = 30m^2$

III) Filtro descendente: $A = \frac{Q}{T_F} = \frac{3.600(m^3/d)}{360(m^3m^{-2}d^{-1})} = 10m^2$

12.3.3 Tratamento convencional e flotação

No tratamento convencional, após a coagulação a água é sempre floculada e decantada antes de ser encaminhada às unidades de filtração rápida, as quais em geral são de escoamento descendente. Deste modo, os filtros têm a função de reter partículas em suspensão não removidas nos decantadores. Como a coagulação, a floculação e a decantação (ou a flotação) ocorrem em unidades colocadas em série, o desempenho insatisfatório de uma determinada unidade influi no desempenho de todas as demais que estão a jusante, de modo que no projeto e operação das ETAs, para garantir a produção de água que atenda ao padrão de potabilidade, deve ser dada atenção à otimização do sistema como um todo e não às unidades consideradas isoladamente. Na Figura 12.30 é mostrado o esquema em planta de uma ETA convencional. Pela técnica denominada tratamento convencional, pode-se tratar águas com concentrações de material dissolvido e em suspensão relativamente altas quando comparadas às admitidas para a filtração lenta e para a filtração direta.

Quando os flocos formados no tratamento da água apresentam velocidade de sedimentação baixa, os decantadores podem não ser adequados para reter as impurezas, e isso pode acarretar sobrecarga de sólidos nos filtros que, em decorrência disso, irão se colmatar rapidamente, exigindo lavagens frequentes do meio filtrante, com gasto excessivo de água para a lavagem. Nestas situações, pode ser mais adequado projetar a ETA com flotadores, ao invés de decantadores. A flotação é especialmente indicada no tratamento de águas com valores altos de cor verdadeira e baixa turbidez e águas com concentrações elevadas de algas, pois estas tipicamente conduzem à formação de flocos com baixa velocidade de sedimentação.

12.3.4 Separação em membranas

Na separação em membranas, utiliza-se um material semipermeável com microabertura de filtração, que permite a remoção de material particulado, micromoléculas, moléculas dissolvidas e íons dissolvidos. As diferentes formas de tratamento por filtração em membranas podem ser combinadas entre si, tal como ilustrado na Figura 12.31, de modo a viabilizar o tratamento de águas com valores de turbidez da ordem de até 100 uT. O tamanho da abertura de filtração das membranas decresce no sentido da microfiltração para a osmose reversa. A escolha da membrana adequada para cada aplicação dependerá das características da água a ser tratada e da qualidade desejada para o efluente final. O afluente é bombeado para módulos contendo as membranas, o que permite a passagem da água através delas, gerando o permeado, enquanto os contaminantes rejeitados são coletados como concentrados. Este processo, ilustrado na Figura 13.31, é conhecido como filtração tangencial (*cross flow*). Na Figura 12.32 é mostrada a fotografia de um módulo de separação em membrana. Na Figura 12.33 são mostradas as faixas de aplicação dos quatro processos de separação em membrana mencionados na Figura 12.31.

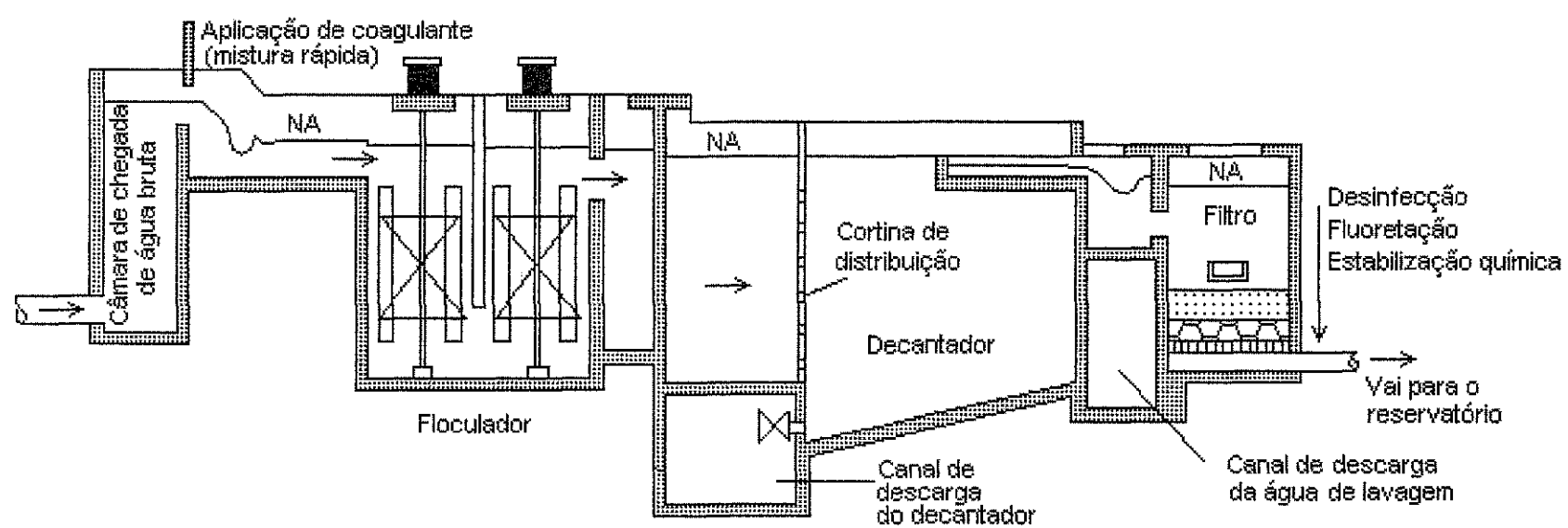



Figura 12.30 - Esquema em corte de uma ETA convencional

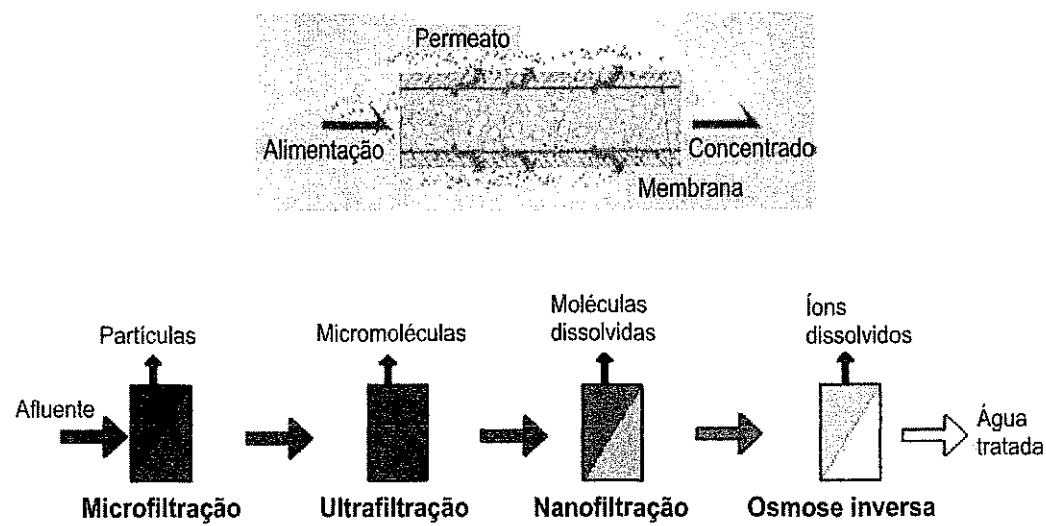



Figura 12.31 - Representação esquemática da separação em membranas (mais acima) e exemplo de combinação de diferentes métodos de separação em membrana (logo acima)

Fonte: DYNATEC (s.d.)

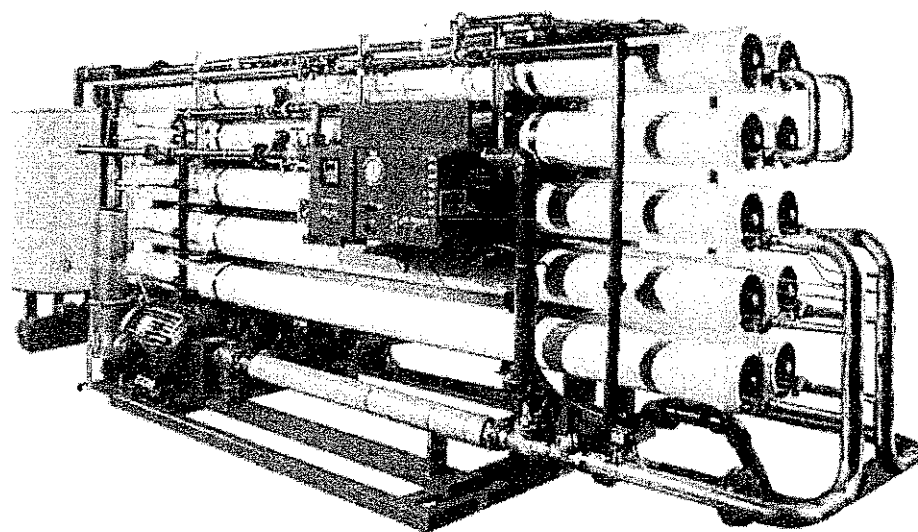



Figura 12.32 - Módulo de separação em membrana

Fonte: DYNATEC (s.d.)

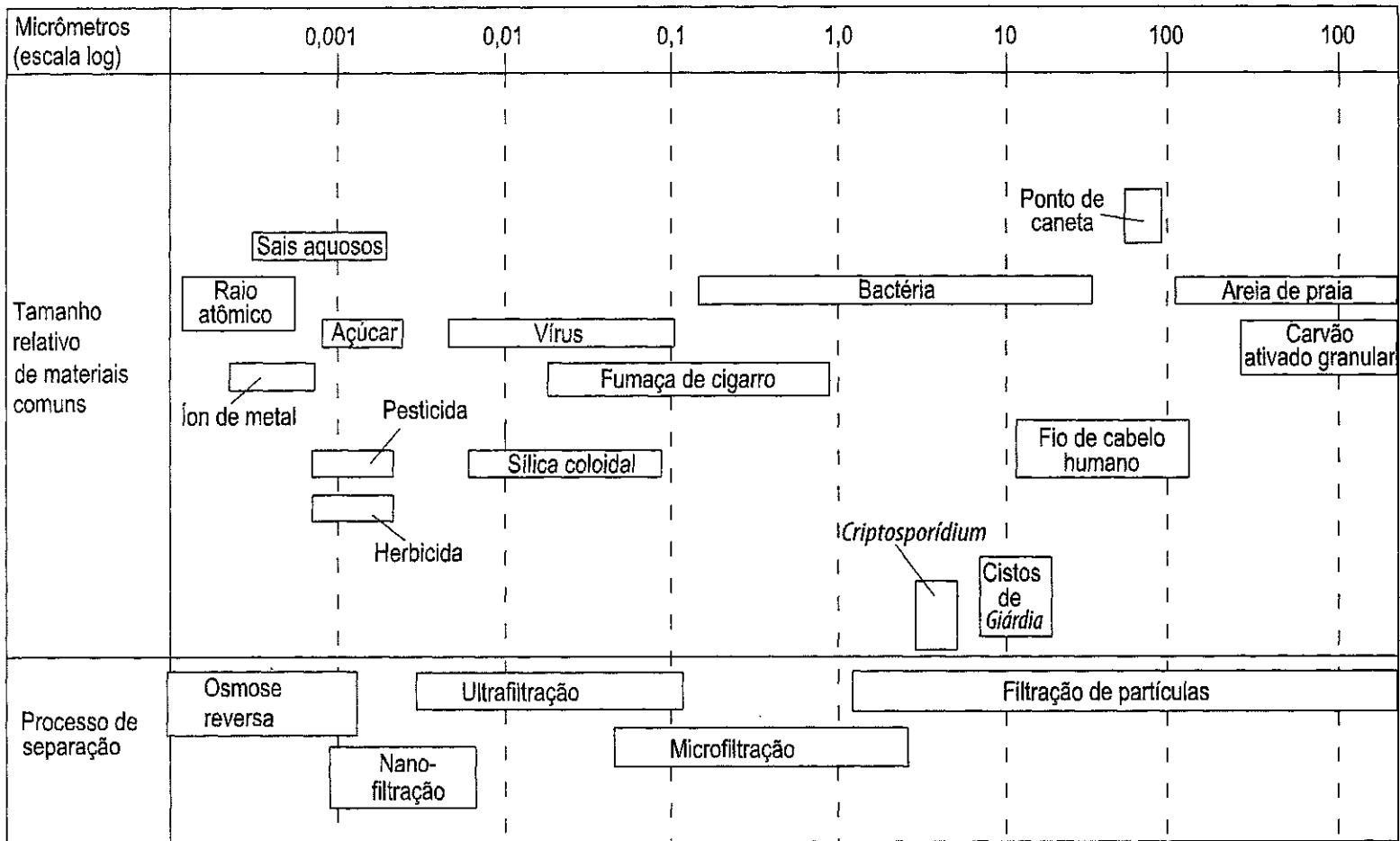



Figura 12.33 - Faixa de tamanho de aplicação da microfiltração, ultrafiltração, nanofiltração e osmose reversa

Fonte: OSMONICS (1984)

No tratamento de água destinada ao abastecimento público, a separação em membrana é utilizada especialmente para tratar águas salobras. Nas ETAs convencionais não se consegue redução da concentração de sais, especialmente cloretos, o que em geral é feito por meio da osmose reversa, que é uma técnica relativamente cara. Dependendo das características da água salobra, ela necessitará passar por um pré-tratamento antes de ser encaminhada à osmose reversa. Este pré-tratamento pode constituir-se de outras unidades de separação em membrana (microfiltração, ultrafiltração ou nanofiltração), ou mesmo por um tratamento convencional, tal como ilustrado na Figura 12.34, onde o pré-tratamento é feito numa ETA com pré-cloração, coagulação, floculação, decantação, filtração em areia, filtração em carvão (para remover o excesso de cloro da água que pode danificar a membrana do sistema de osmose reversa), filtração em cartucho com abertura de 5 μm, para somente então passar pela osmose reversa.

A disposição final do concentrado dos dessalinizadores por osmose reversa é um problema importante a ser considerado. Sua disposição direta no solo leva à salinização e à infertilidade. Estudos alternativos indicam a possibilidade de se utilizar o concentrado na alimentação de gado e na criação de camarão. Há também campos de pesquisa para avaliar a capacidade de absorção de sal por determinadas espécies de planta e estudos da possibilidade de empregar o concentrado na produção de hipoclorito de sódio (água sanitária).

Nos últimos anos, o uso de membranas como tecnologia para o tratamento de águas naturais, com vistas ao abastecimento público, tem conquistado espaço cada vez maior. Entre as vantagens recorrentemente mencionadas no emprego da separação em membranas, encontram-se:

- maior facilidade de adequação aos padrões de potabilidade, havendo indicações de que pode tratar água com até 100 uT;
- eventualmente pode ser dispensado o emprego de coagulantes;
- redução do trabalho do operador, em função da automatização do sistema de controle;
- menor área de implantação, com redução dos custos de aquisição de terreno;
- possibilidade de remoção de contaminantes orgânicos e inorgânicos, com eficiência superior à das técnicas tradicionais de tratamento de água.

Naturalmente, a lógica que conduz ao uso das membranas em países desenvolvidos não funciona necessariamente da mesma forma no Brasil. Do ponto de vista financeiro, a redução com os custos de operação da ETA pode ser menos relevante no Brasil, quando se comparam os gastos com pessoal no Brasil e nos Estados Unidos ou em países europeus. Por outro lado, deve-se considerar que a eventual minimização do consumo de reagentes químicos pode implicar em redução dos custos operacionais de ETAs, principalmente em regiões isoladas, onde há gastos significativos com o frete de insumos. É também importante ressaltar que a redução do uso de reagentes químicos

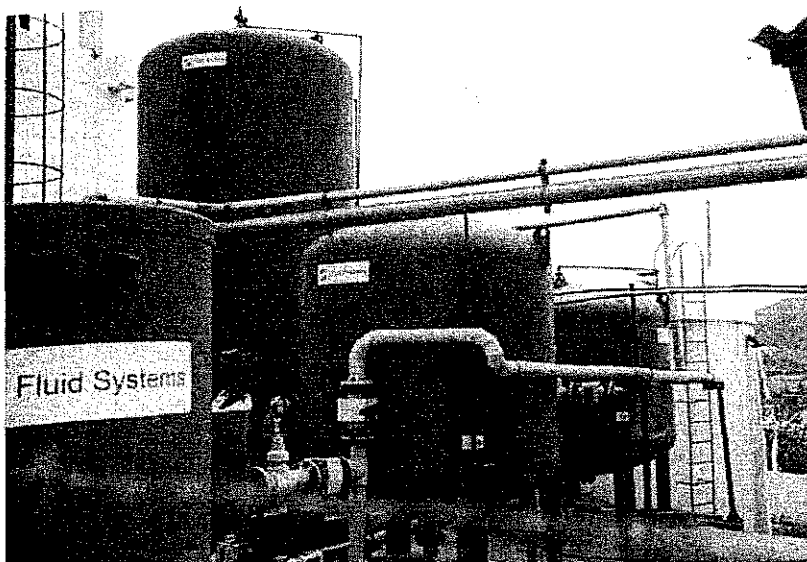
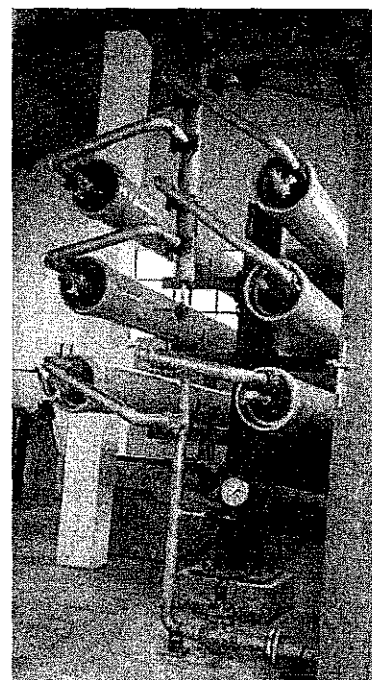
torna o processo de tratamento menos impactante ao ambiente, pois pode implicar eventualmente na redução significativa da produção de lodo.

(a) Pré-tratamento

(b) Membranas de osmose reversa

Figura 12.34 - Instalação de pré-tratamento da água bruta e sistema de osmose reversa

Um importante aspecto a ser considerado quando se estuda a viabilidade do emprego dessa tecnologia no Brasil refere-se à formação de mão de obra a ser utilizada na operação das ETAs. Embora já se tenha mencionado que em ETAs nas quais são utilizadas membranas, há redução na carga de trabalho de operadores, suas funções passam a ser mais sofisticadas. Além de conhecimentos básicos de química e de princípios de filtração, os operadores precisam ser treinados sobre instrumentação, uso de programas de computadores específicos e calibragem de aparelhos de monitoração, que podem ser sofisticados. Sabe-se, no entanto, que na maioria das ETAs brasileiras a mão de obra empregada é pouco qualificada, sendo imprescindível um treinamento intenso, para garantir o funcionamento adequado dos sistemas de separação em membranas. A experiência nacional tem mostrado a existência de muitos problemas operacionais nos sistemas de dessalinização por osmose reversa, frequentemente associados à operação inadequada dos sistemas.

12.3.5 Seleção de técnicas de tratamento

Basicamente, o tratamento visa remover da água os organismos patogênicos e as substâncias químicas orgânicas ou inorgânicas que podem ser prejudiciais à saúde humana. Mas além da preocupação sanitária, é exigido que a água seja esteticamente

agradável, sendo necessário reduzir sua cor, turbidez, odor e sabor, para que atenda aos requisitos mínimos exigidos pela Portaria nº 518/2004 do Ministério da Saúde (Brasil, 2004). Adicionalmente, a água tratada deve ser quimicamente estável, para que não provoque incrustação ou corrosão excessiva na tubulação de distribuição.

Na Tabela 12.6 apresenta-se uma comparação de diversas técnicas de tratamento de água, onde se pode observar vantagens e desvantagens de cada uma delas.

Tabela 12.6 - Características de algumas técnicas de tratamento de água

Parâmetro	Técnica de tratamento			
	Filtração lenta	**Filtração direta descendente**	**Filtração direta ascendente**	**Tratamento convencional**
Operação	Simples	Especializada	Especializada	Especializada
Consumo de coagulante	Nulo	Baixo	Baixo	Alto
Resistência à variação da qualidade da água	Baixa	Baixa	Moderada	Alta
Limpeza dos filtros	Raspagem da camada supeficial	Fluxo ascendente	Fluxo ascendente	Fluxo ascendente
Porte da estação	Usual limitar a pequenas instalações	Sem limitações	Sem limitações	Sem limitações
Custo de implantação (US$/hab)	10 a 100	2 a 30	5 a 45	10 a 60
Necessidade de área	Grande	Pequena	Pequena	Média

Fonte: Adaptado de BARROS *et al.* (1995)

A qualidade da água bruta é um dos principais fatores que devem ser considerados na definição da técnica de tratamento, sendo que o afluente às ETAs com filtração lenta ou filtração direta devem apresentar valores de parâmetros, tais como turbidez, cor verdadeira e coliformes totais, significativamente inferiores aos de águas brutas que podem ser tratadas em ETAs de ciclo completo. Contudo, quando ficar demonstrado que determinada água pode ser tratada por mais de uma técnica, outros fatores, tais como complexidade operacional, custo de implantação e de operação e porte da instalação devem ser considerados. É conveniente ressaltar que o projeto das ETAs não se restringe ao dimensionamento das unidades de tratamento. É imprescindível a existência de laboratório bem equipado e de áreas convenientemente projetadas para armazenamento e preparo de produtos químicos, que sejam garantidas condições adequadas de trabalho para os funcionários e que eles sejam treinados para exercer as funções que lhes são designadas, prevendo-se cursos periódicos de capacitação e atualização profissional.

Muitos problemas observados nas ETAs brasileiras, que levam à produção de água que não atende ao padrão de potabilidade e ao aumento dos custos operacionais, estão relacionados com o baixo nível de qualificação de parte dos operadores.

No processo de seleção da técnica de tratamento, deve-se considerar a variação sazonal das características da água bruta e não apenas valores pontuais, restritos a uma determinada época do ano. Não há consenso em relação aos limites de aplicação de cada técnica, havendo valores distintos apresentados por diversos autores. Na Tabela 12.7 tem-se a classificação que consta na norma da ABNT relativa ao projeto de ETAs. Na Tabela 12.8 relacionam-se os principais parâmetros e respectivos valores normalmente referenciados na literatura especializada para orientar a escolha do tipo de tratamento de água para abastecimento público. Na Tabela 12.9 reproduzem-se as recomendações relativas especificamente à filtração direta, conforme conclusões de uma rede de pesquisa composta por pesquisadores de cinco universidades brasileiras.

Tabela 12.7 - Classificação das águas

Característica básica	Tipo de água			
	A	B	C	D
DBO_5				
▪ média (mg/L)	< 1,5	1,5 a 2,5	2,5 a 4,0	> 4,0
▪ máxima (mg/L)	3,0	4,0	6,0	> 6,0
Coliformes totais				
▪ média mensal (NMP/100mL)	50 a 100	100 a 5.000	5.000 a 20.000	> 20.000
▪ máximo (NMP/100mL)	> 100*	> 5.000**	> 20.000***	-
pH	5 a 9	5 a 9	5 a 9	3,8 a 10,3
Cloretos (mg/L)	< 50	50 a 250	250 a 600	> 600
Fluoretos (mg/L)	< 1,5	1,5 a 3,0	> 3,0	-

* em menos de 5% das amostras examinadas;
** em menos de 20% das amostras examinadas;
*** em menos de 5% das amostras examinadas

Fonte: NBR 12.216 da ABNT (1992)

Pela definição da NBR 12.216 (ABNT, 1992), tem-se:

- água tipo A: águas superficiais ou subterrâneas provenientes de bacias sanitariamente protegidas e que atendem ao padrão de potabilidade, sendo requeridas apenas desinfecção e correção de pH;
- água tipo B: águas superficiais ou subterrâneas provenientes de bacias não protegidas e que atendem ao padrão de potabilidade, por meio de tecnologia de tratamento que não exija coagulação química;
- água tipo C: águas superficiais provenientes de bacias não protegidas e que exijam tecnologias com coagulação, para atender ao padrão de potabilidade;
- água tipo D: águas superficiais de bacias não protegidas, sujeitas à poluição, e que requerem tratamentos especiais, para atender ao padrão de potabilidade.

Tabela 12.8 - Limites de aplicação de diferentes técnicas de tratamento, em função da qualidade da água bruta

Tipo de tratamento	Valores máximos para a água bruta					
	Turbidez (uT)	Cor verdadeira (uH)	Ferro total (mg/L)	Manganês (mg/L)	NMP coliformes/100 mL	
					Totais	Fecais
Filtração lenta	10	5	1	0,2	2.000	500
Pré-filtro + filtro lento	50	10	5	0,5	10.000	3.000
FiME	100	10	3	0,5	20.000	5.000
Filtração direta ascendente	100	100	15	1,5	5.000	1.000
Dupla filtração	200	150	15	2,5	20.000	5.000
Filtração direta descendente	25	25	2,5	-	2.500	500
Filtração direta descendente com floculação	50	50	2,5	-	5.000	1.000
Tratamento convencional**	250	*	2,5	-	20.000	5.000

NMP: número mais provável;
* depende do valor de turbidez;
** para águas que excedem os limites do tratamento convencional, este deverá ser complementado com tratamentos especiais, tais como pré-oxidação, ajuste de pH, aplicação de polímeros, utilização de carvão ativado etc.

Dentre as técnicas mais utilizadas no tratamento de água para abastecimento público, a filtração direta é a que apresenta menor custo de implantação. Por outro lado, em geral a filtração lenta é mais vantajosa do ponto de vista de operação e de manutenção, tanto no que se refere aos menores custos quanto à maior simplicidade destas atividades. Contudo, deve-se levar em consideração que a filtração direta possibilita o tratamento de águas brutas com maior quantidade de matéria em suspensão e substâncias dissolvidas do que a recomendada para o emprego da filtração lenta. Entretanto, se devido às características físico-químicas e bacteriológicas da água bruta não for possível assegurar sua potabilização por meio daquelas tecnologias, faz-se necessário avaliar o emprego do tratamento em ciclo completo, que caracteriza as ETAs que possuem unidades de mistura rápida, floculação, decantação (ou flotação) e filtração.

É importante lembrar que as diversas técnicas de tratamento de água apresentam vantagens e desvantagens e que elas possuem limites de aplicação. O desconhecimento destes limites pode induzir a erros que custam caro, pois se a técnica de tratamento de água escolhida não for a correta, o investimento pode ser em vão, já que a construção de uma ETA não é garantia de produção de água potável. A técnica de tratamento deve ser apropriada à água do manancial; além disso, a ETA precisa ser projetada, construída e operada corretamente.

Tabela 12.9 - Parâmetros de qualidade da água bruta sugeridos para as tecnologias de filtração direta

Características da água bruta	Tecnologia de tratamento			
	Filtração direta descendente	Filtração direta ascendente	Dupla filtração (Pedregulho ↑ + areia ou CD ↓)	Dupla filtração (Areia grossa ↑ + areia ou CD ↓)
Turbidez (uT)	90% ≤ 10 95% ≤ 25 100% ≤ 100	90% ≤ 10 95% ≤ 25 100% ≤ 100	90% ≤ 100 95% ≤ 150 100% ≤ 200	90% ≤ 50 95% ≤ 100 100% ≤ 150
Cor verdadeira (uC)	90% ≤ 20 95% ≤ 25 100% ≤ 50	90% ≤ 20 95% ≤ 25 100% ≤ 50	90% ≤ 50 95% ≤ 75 100% ≤ 100	90% ≤ 50 95% ≤ 75 100% ≤ 100
Sólidos em suspensão (mg/L)	95% ≤ 25 100% ≤ 100	95% ≤ 25 100% ≤ 100	95% ≤ 150 100% ≤ 200	95% ≤ 100 100% ≤ 150
Coliformes totais (NMP/100 mL)	1.000(1)	1.000(1)	5.000(1)	5.000(1)
E. coli (NMP/100 mL)	500(1)	500(1)	1.000(1)	1.000(1)
Densidade de algas (UPA/mL)	500	500	1.000	1.000
Taxa de filtração ($m^3m^{-2}d^{-1}$)	200-600	160-240	FAP: 80-180 FRD: 180-600(2)	FAAG: 120-240 FRD: 200-600(2)
N° de DFI durante a carreira de filtração dos filtros ascendentes	NA	≥ 2	≥ 4	≥ 4
Taxa de aplicação de água na interface durante as DFI ($m^3m^{-2}d^{-1}$)	NA	≥ 600	≥ 600	≥ 600

DFI - descarga de fundo intermediária;
FAAG - filtro com escoamento ascendente em areia grossa;
FAP - filtro com escoamento ascendente em pedregulho;
FRD - filtro rápido descendente;
CD - camada dupla de antracito + areia;
NA - não se aplica.

Notas: 1. Limites mais elevados podem ser adotados com o emprego de pré-desinfecção.
2. As taxas de filtração mais elevadas nessa faixa são aplicáveis somente quando é utilizado meio filtrante de dupla camada.

Fonte: DI BERNARDO *et al.* (2003)

Sempre que possível, a escolha da tecnologia de tratamento de água e a determinação dos parâmetros de projeto e de operação das ETAs devem basear-se em investigações em laboratório e em instalações-piloto. Contudo, as investigações também devem ser rotineiras após a inauguração da ETA para que, quando necessário, possam ser feitas alterações nos parâmetros operacionais, em decorrência da alteração da qualidade da água bruta ao longo do tempo. Em geral, as ETAs de ciclo completo podem ser convertidas sem dificuldades para tratamento por filtração direta, nos períodos em que a água bruta do manancial apresentar qualidade compatível com esta tecnologia,

o que possibilita a redução do consumo de produtos químicos e menor geração de lodo. Entretanto, tal procedimento não é indicado no caso de ETAs que possuam decantador de manto de lodo, pois se houver deterioração repentina na qualidade da água bruta, essas unidades de decantação, ao serem recolocadas em operação, levam um tempo relativamente longo para apresentar desempenho satisfatório, o que compromete a qualidade da água produzida na ETA durante este intervalo.

Os profissionais que se dedicam a pesquisas relacionadas ao tratamento de água para abastecimento público estão sempre almejando o aperfeiçoamento ou o desenvolvimento das técnicas de tratamento de água. O objetivo primordial é assegurar a potabilidade da água distribuída à população. Contudo, é importante buscar alternativas de baixo custo que atendam a esse objetivo, para viabilizar a universalização do acesso à água em quantidade e com qualidade necessárias para satisfazer os fins a que se destina.

Referências e bibliografia consultada

ABICALIL, M. T. Uma nova agenda para o saneamento. In: SNIS (Org.). *O pensamento do setor saneamento no Brasil*: perspectivas futuras. PMSS - Programa de Modernização do Setor Saneamento. Secretaria Especial de Desenvolvimento Urbano – SEDU/PR. Brasília, 2002.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. Master planning and treatment process selection. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. *Water treatment plant design*.3. ed. McGraw-Hill, 1997. 806 p.

AMIRTHARAJAH, A. Some theoretical and conceptual viiews of filtration. *Journal AWWA*. USA, v. 80, n. 12, p. 35-46, Dec.1988.

AMIRTHARAJAH, A.; MILLS, K.J. Rapid-mix design for mechanisms of alum coagulation. *Journal AWWA*. USA, v. 74, n. 4, p. 210-216, Apr. 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.216*: *Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público*. Rio de Janeiro, 1992.

BARROS, R. T. V.; CHERNICHARO, C. A. L.; HELLER, L.; VON SPERLING, M. *Manual de saneamento e proteção ambiental para os municípios*. Saneamento. DESA: UFMG, 1995. 221 p. v. 2.

BRASIL. Ministério da Saúde. *Normas e padrão de potabilidade das águas destinadas ao consumo humano*. Normas regulamentadoras aprovadas pela Portaria nº 518. Brasília, 2004.

DI BERNARDO, L. *Métodos e técnicas de tratamento de água*. Rio de Janeiro: ABES, 1993. 2 v.

DI BERNARDO, L.; BRANDÃO; C. C. S.; HELLER, L. *Tratamento de águas de abastecimento por filtração em múltiplas etapas*. Rio de Janeiro: Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (Prosab). Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1999. 114 p.

DI BERNARDO, L.; DI BERNARDO, A.; CENTURIONE FILHO, P. L. *Ensaios de tratabilidade de água dos resíduos gerados em estações de tratamento de água*. São Carlos: RiMa, 2002. 237 p.

DI BERNARDO, L.; MENDES, C. G. N.; BRANDÃO, C. C. S.; SENS, M. L.; PÁDUA, V. L. *Tratamento de água para abastecimento por filtração direta.* Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (Prosab). Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. Rio de Janeiro: RiMa, 2003. 498 p.

DYNATEC. Tecnologia de membrana. [s.d.]. 4 p. Catálogo.

LEOPOLD. *Water treatment systems. Clarification: dissolved air flotation.* Disponível em: <www.fbleopold.com/>. Acesso em: 02 jan. 2006.

OSMONICS. *The filtration spectrum.* 1984. 2 p. Catálogo.

RICHTER, C. A.; AZEVEDO NETTO, J. M. *Tratamento de água: tecnologia atualizada.* São Paulo: Edgard Blücher, 1991. 332 p.

Capítulo 13

Reservação

Márcia Maria Lara Pinto Coelho
Marcelo Libânio

13.1 Considerações iniciais

As unidades de reservação são tradicionalmente concebidas e operadas enfocando como objetivos principais (i) a regularização entre as vazões de adução e de distribuição, (ii) o condicionamento das pressões na rede de distribuição, bem como, quando necessário, (iii) a reserva para combate a incêndios e outras situações emergenciais. A Figura 13.1 a seguir ilustra em (a) e (b) os objetivos (i) e (ii), respectivamente, e em (c) a variação das cargas piezométricas quando o reservatório está fora de operação.

Em relação ao primeiro objetivo, as unidades que antecedem o reservatório são usualmente dimensionadas para a vazão média do dia de maior consumo ($Q_{D>C}$), produto da cota *per capita* pela população de projeto, maximizada pelo coeficiente do dia de maior consumo (k_1). Uma vez que no dimensionamento das redes de distribuição essa vazão acresce-se do coeficiente da hora de maior consumo (k_2), os reservatórios permitem que as unidades precedentes apresentem dimensões mais econômicas compatíveis a vazões de menor magnitude.

Adicionalmente, uma vez que na maioria significativa dos sistemas de abastecimento a adução de água tratada ocorre por meio de instalações elevatórias, as unidades de reservação permitem menores variações na vazão de recalque e o desenvolvimento de estratégias passíveis de reduzir o consumo de energia elétrica, frequentemente interrompendo a adução nos períodos do dia de maior tarifa.

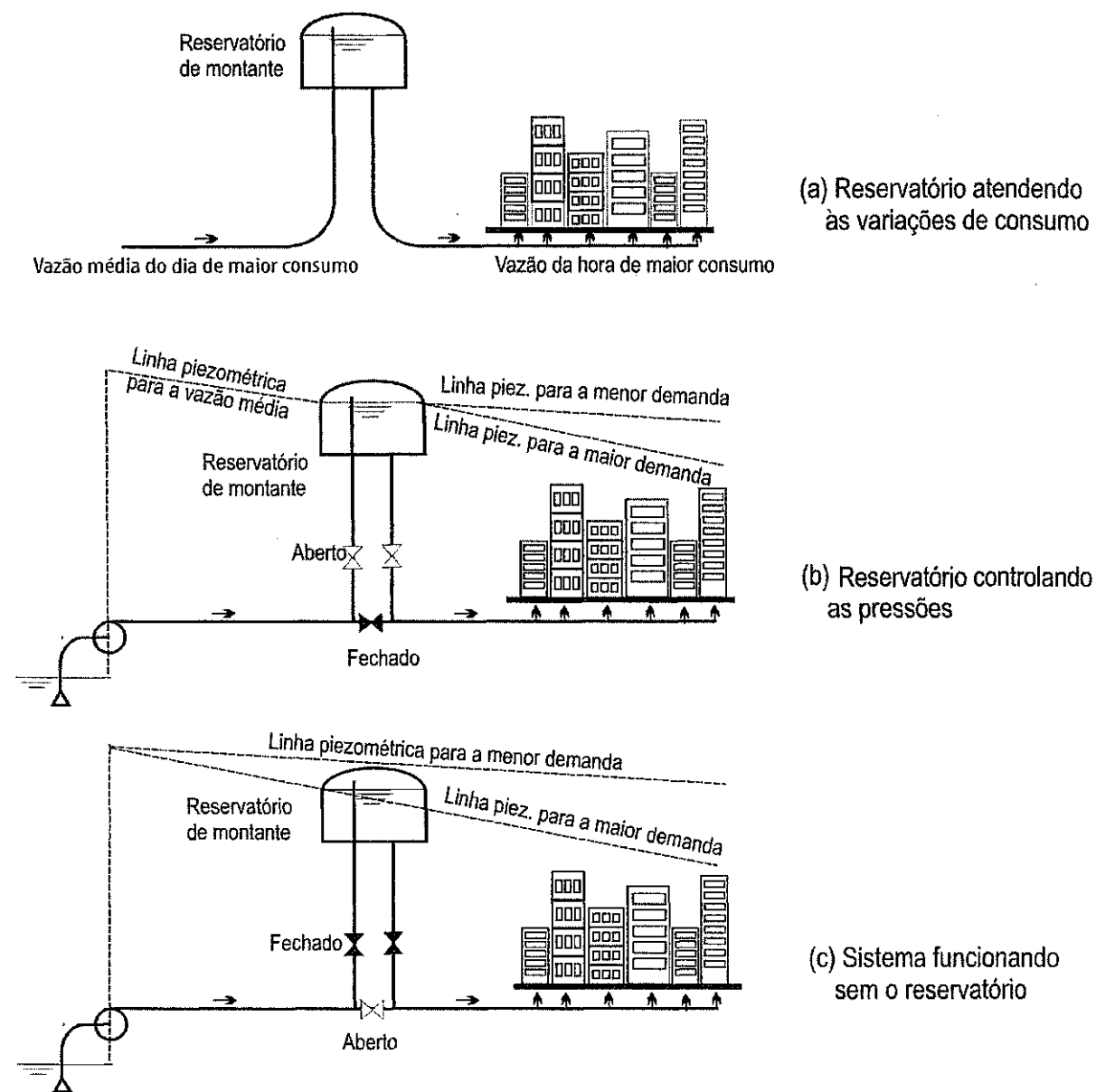



Figura 13.1 - Algumas finalidades da reservação

Vale mencionar que os gastos com energia elétrica despendem de 12 a 20%, atingindo até 25%, em alguns casos, da arrecadação dos sistemas de abastecimento de água no país, constituindo-se no segundo insumo mais importante, superado apenas pelos gastos com pessoal. Estima-se que 95% deste consumo de energia elétrica advenha das estações de recalque, e, neste contexto, têm sido desenvolvidas estratégias para, em função dos níveis dos reservatórios e das pressões nas redes de distribuição aos mesmos associados, reduzir o tempo de funcionamento dos conjuntos elevatórios.

Com o mesmo propósito de minimizar o dispêndio de energia elétrica, interessante alternativa na concepção dos sistemas de abastecimento de água foi adotada para duas cidades de médio porte da Bahia. Partindo da premissa de elevar a capacidade de produção em 20%, para que a adutora de recalque funcione diariamente 20 h,

avaliou-se economicamente a alternativa da implantação de uma unidade de reservação em um ponto elevado da adutora de água bruta e, no segundo caso, da adutora de água tratada. Esta unidade, denominada **reservatório pulmão**, permitiria a adução por gravidade com a consequente paralisação do recalque nos períodos de maior custo da tarifa de energia elétrica. Esta concepção mostrou-se vantajosa quando cotejada ao tradicional funcionamento de 24 h da instalação elevatória. O aumento da vazão aduzida não acarretou alteração nos diâmetros das duas adutoras (extensão de 17 e 7 km), estimando redução dos gastos de energia elétrica para os dois sistemas de 42 e 25% e do investimento total de 24,2 e 2,4%.

Em perspectiva semelhante, as unidades de reservação prestam-se também a assegurar o abastecimento em situações emergenciais, motivadas por incêndios ou paralisações do abastecimento decorrentes de eventuais manutenções das demais unidades integrantes do sistema. Tal função cresce em importância nos EUA, Canadá, e, em alguns países europeus, nos quais não se empregam reservatórios domiciliares.

13.2 Tipos de reservatórios

Fundamentalmente, os reservatórios podem ser classificados quanto às localizações no sistema de abastecimento e no terreno, quanto à forma e o material de construção da unidade propriamente dita, conforme exposto nos subitens seguintes.

13.2.1 Localização no sistema

Segundo a norma brasileira NBR 12.217/94, as unidades de reservação podem ser instaladas a montante ou a jusante da rede de distribuição. Os **reservatórios de montante** sempre fornecem água à rede e consistem na alternativa mais extensivamente utilizada nos sistemas de abastecimento do país. Dependendo da extensão da rede, este tipo de reservatório tende a favorecer a uma variação acentuada nas cargas piezométricas nas extremidades das redes de distribuição devido à redução da demanda; por essa razão, a localização ideal desse tipo de reservatório é próxima ao centro de consumo. A Figura 13.2 apresenta o desenho esquemático de reservatório de distribuição de montante, o plano de carga estático e as linhas piezométricas referentes às demandas da rede de distribuição, evidenciando a variação da pressão na extremidade da rede. Em função da topografia da cidade, pode haver necessidade da utilização de um segundo reservatório objetivando minimizar as pressões nas áreas de menor cota, delineando as denominadas **zonas de pressão**.

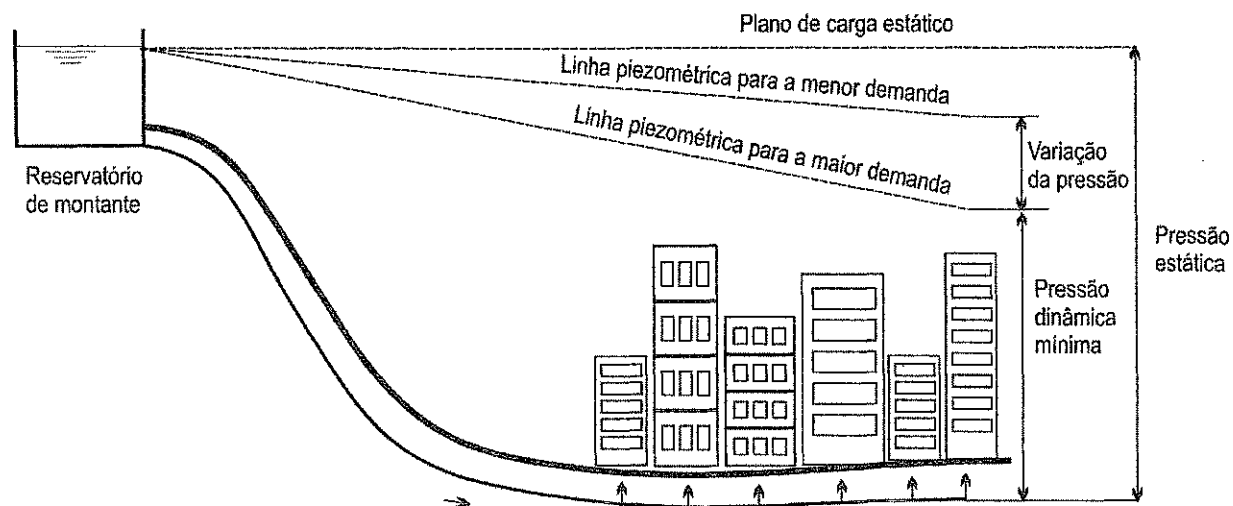



Figura 13.2 - Desenho esquemático típico de um reservatório de montante

Alternativamente, as unidades de reservação podem ser instaladas a jusante da rede de distribuição, fornecendo ou recebendo água, respectivamente nos períodos de maior ou menor demanda. Como durante determinados períodos do dia a estas unidades aflui apenas parcela da vazão tratada, são também denominados de **reservatórios de sobra** e, consequentemente, através de uma única tubulação a água aflui ou eflui da unidade. A Figura 13.3 apresenta configuração típica para os reservatórios de jusante, e a Figura 13.4 a inter-relação, em termos da declividade da linha piezométrica, entre duas unidades de reservação.

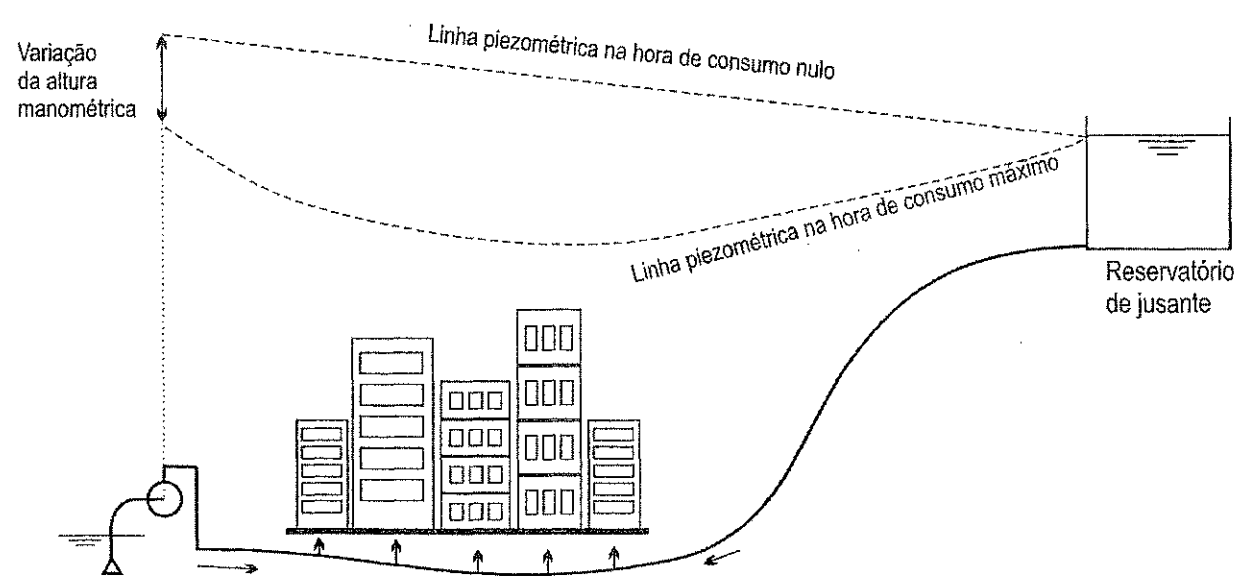



Figura 13.3 - Desenho esquemático típico de um reservatório de jusante

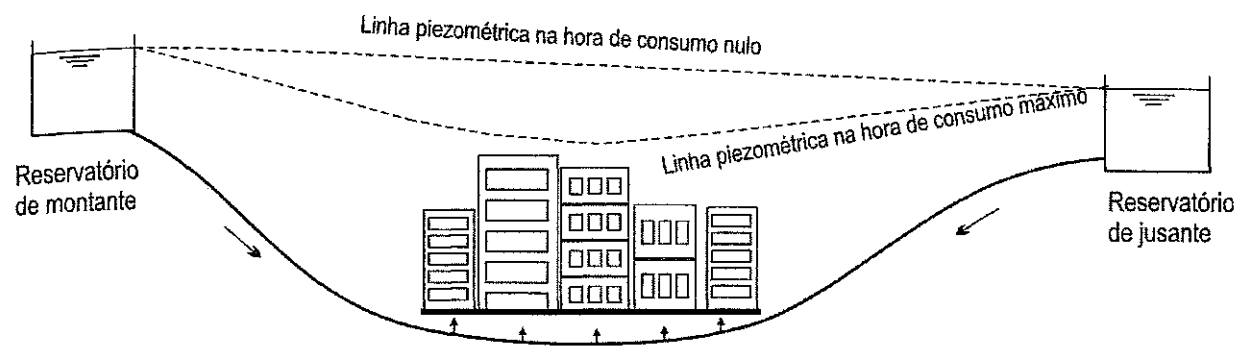



Figura 13.4 - Desenho esquemático de dois reservatórios de montante e jusante

13.2.2 Localização no terreno

Os reservatórios podem ser elevados, apoiados, semienterrados e enterrados, conforme apresentado na Figura 13.5. Os **reservatórios elevados** apresentam fundo em cota superior à do terreno, usualmente de menores dimensões, e objetivam primordialmente condicionar as pressões dinâmicas nas áreas de maior cota topográfica. Em muitos sistemas de abastecimento, principalmente nas cidades mais planas, o reservatório elevado é frequentemente construído nas proximidades de uma outra unidade de reservação, enterrada ou apoiada, com o intuito de otimizar a operação. Nestes casos, a adução ao reservatório elevado ocorre a partir desta unidade, reduzindo o dispêndio de energia elétrica, pois o conjunto elevatório é dimensionamento para uma menor altura manométrica, pela redução do desnível geométrico e do comprimento da tubulação de recalque.

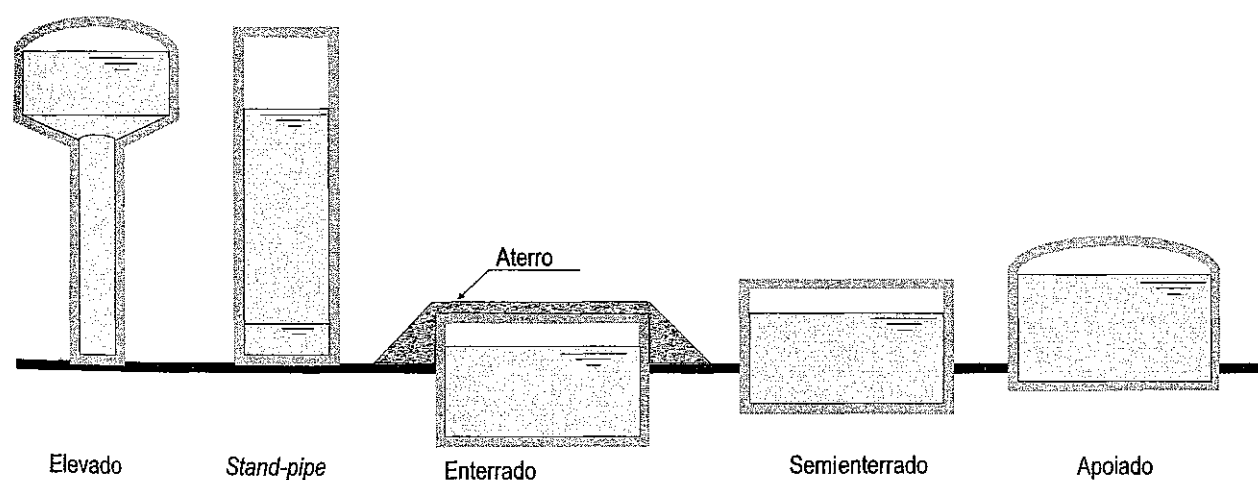



Figura 13.5 - Tipos de reservatórios

Nas cidades ou bairros onde implantados, passam a se constituir pontos de referência e apresentam-se na forma cilíndrica, a mais extensivamente empregada na construção, prismática, do tipo *stand-pipe*, ou de tulipa. A Figura 13.6 mostra a fotografia de um reservatório elevado em forma de tulipa, construído nas proximidades de uma unidade enterrada, localizado no centro de uma cidade de médio porte. Na Figura 13.7 é apresentado o projeto de um reservatório elevado, metálico de 50 m^3 de capacidade.

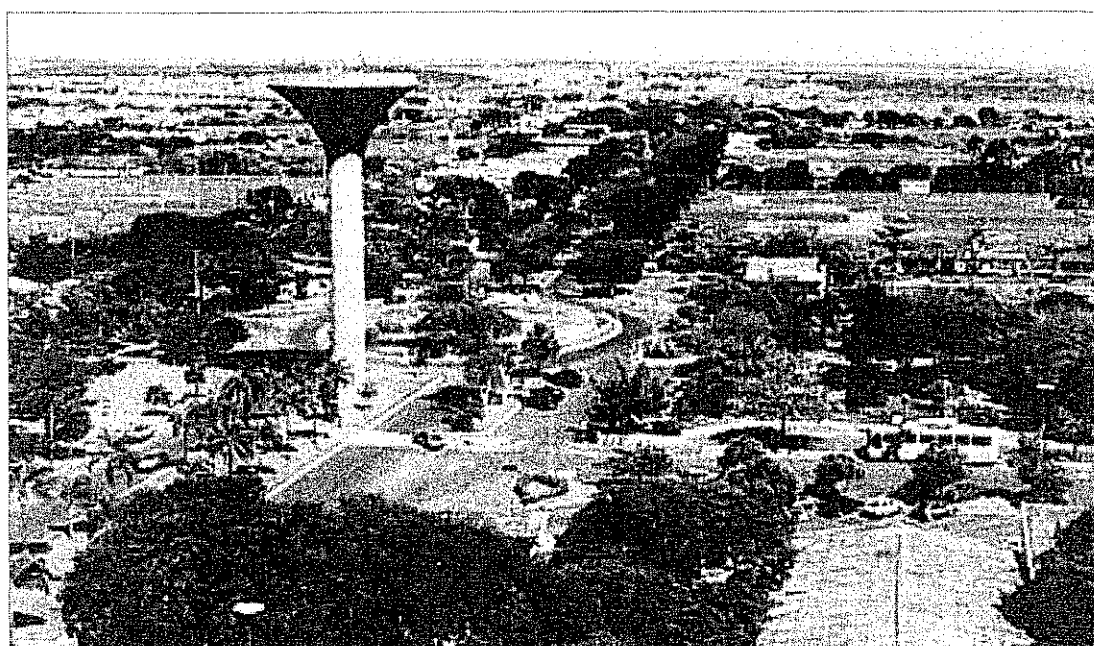



Figura 13.6 - Reservatório elevado em forma de tulipa (Ilha Solteira/SP)

Nas cidades de relevo mais acidentado, é comum o reservatório elevado instalado distante da parte central da cidade ser alimentado por meio de uma estação elevatória instalada na própria rede de distribuição, denominada *booster*, para assegurar a perenidade do abastecimento nas áreas mais altas.

Uma vez que, via de regra, os reservatórios elevados são alimentados por estações elevatórias, a tubulação de chegada deve, preferencialmente, ser instalada para que a água penetre no ponto mais alto da unidade. Desta forma, a altura manométrica torna-se menos variável, favorecendo o funcionamento da bomba numa faixa de operação de maior eficiência. Contrariamente, quando a tubulação de entrada penetra no reservatório através do fundo, a variação da altura geométrica decorrente da variação do nível de água na unidade acarreta alterações no ponto de operação, podendo reduzir a eficiência do conjunto elevatório e, consequentemente, aumentando o consumo de energia elétrica.

Os **reservatórios enterrados** são construídos abaixo da cota do terreno e, salvo em cidades montanhosas, estão associados a unidades elevadas respondendo pela maior parte do volume de reservação do sistema. Similarmente inserem-se os **reservatórios semienterrados** — quando pelo menos um terço da altura está abaixo da cota do terreno — e **apoiados**, nos quais menos de um terço da altura está abaixo do nível do solo.

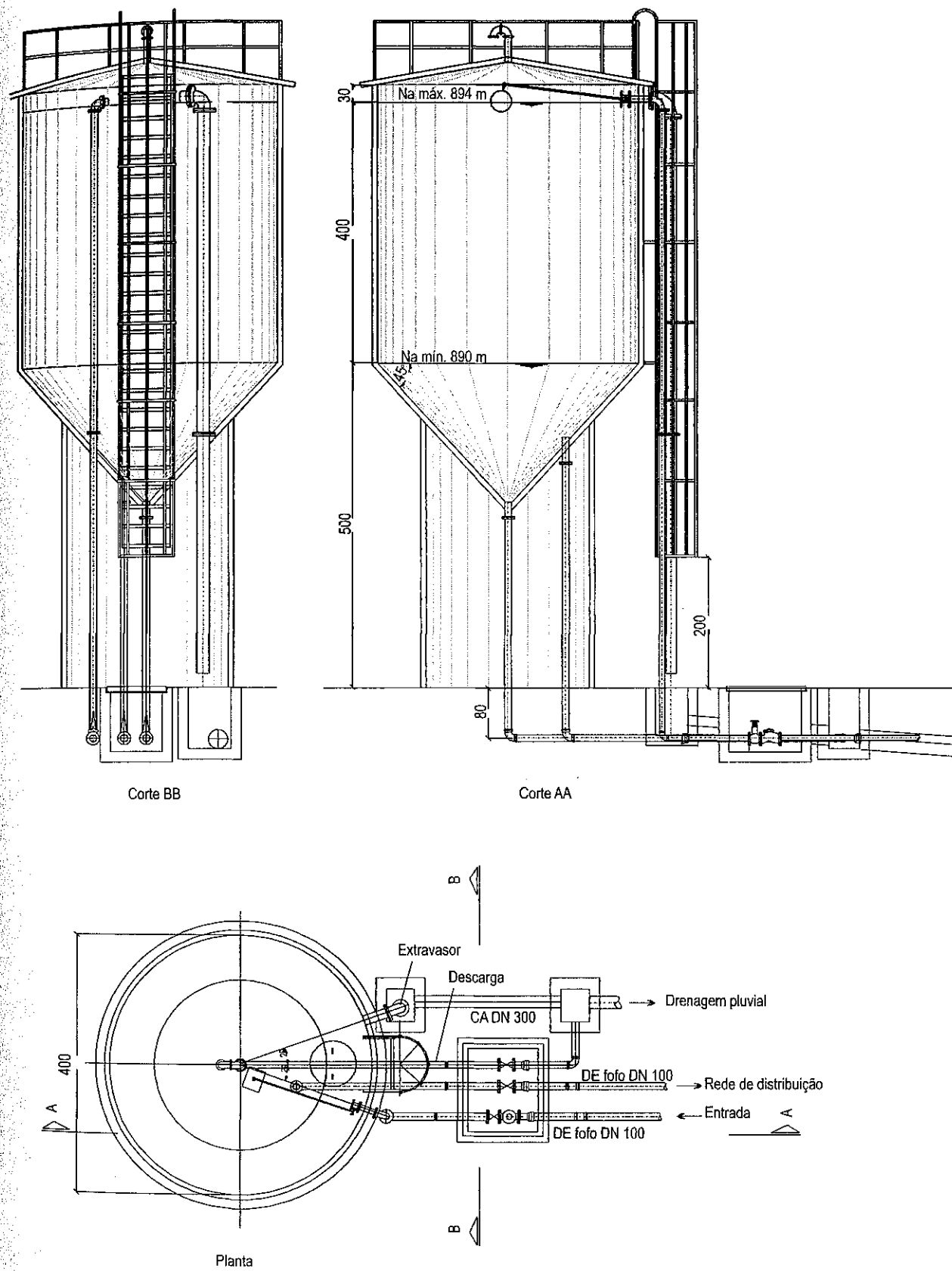



Figura 13.7 - Reservatório elevado metálico (V = 50 m³)

13.2.3 Formas dos reservatórios

Para os reservatórios enterrados, semienterrados e apoiados, há ampla gama de formas, predominando as circulares e retangulares. Para um mesmo volume, as primeiras hão de apresentar menor comprimento das paredes, e as últimas favorecem a modulação do volume de reservação para implantação em etapas. À exceção dos reservatórios elevados, as unidades retangulares comumente são construídas com um mínimo de dois compartimentos contíguos — com extravasores e tubulações de entrada, de saída e descarga independentes —, permitindo por ocasião das limpezas que as descargas de fundo se sucedam sem a paralisação do abastecimento. Para as unidades retangulares, constituídas de dois módulos, o menor comprimento de paredes será obtido para relação 3/4 entre a largura e o comprimento. Nos reservatórios circulares, a relação igualitária entre o diâmetro e sua altura produz mais economia, quando consideradas as áreas de parede, lajes de fundo e de cobertura. As alturas das lâminas d'água variam entre 2,5 e 7,0 m, normalmente, dependendo do volume do reservatório, conforme apresentado na Tabela 13.1:

Tabela 13.1 - Indicações para a altura da lâmina de água em reservatório

Volume (m^3)	Altura da lâmina d'água (m)
até 3.500	2,5 a 3,5
3.500 a 15.000	3,5 a 5,0
acima de 15.000	5,0 a 7,0

Fonte: TWORT *et al.* (2000)

13.2.4 Material de construção

Embora ampla gama de materiais possa ser empregada na construção das unidades de reservação, os reservatórios de maior porte são usualmente construídos de concreto armado e, menos frequentemente, aço, alvenaria estrutural e concreto protendido. Especialmente os reservatórios elevados de menor porte são também construídos em argamassa armada, fibra de vidro, aço e madeira.

A cobertura da unidade de reservação deve impedir a penetração de água de chuva, animais e corpos estranhos. Frequentemente, em reservatórios de concreto armado, dispõe-se camada de brita ou argila expandida sobre a laje de cobertura para reduzir os efeitos de dilatação nos períodos mais quentes do ano. A inspeção da unidade deve ser realizada através de abertura quadrada de no mínimo 0,60 m de lado.

13.3 Volumes de reservação

O volume de reservação constitui-se na soma dos volumes úteis de todas unidades de uma determinada zona de pressão ou do sistema de abastecimento como um todo. O volume útil de cada unidade refere-se àquele compreendido entre os níveis máximo e mínimo do reservatório. Estes correspondem, respectivamente, ao maior nível passível de ser atingido em condições normais de operação e à lâmina d'água mínima para evitar vórtices, cavitação ou arraste dos sedimentos depositados no fundo da unidade.

A determinação do volume de reservação deve se basear no consumo da comunidade abastecida e na adução da água tratada, assim como exemplificado na Tabela 13.2.

Tabela 13.2 - Determinação do volume útil de reservação

Tempo (h)	Consumo (m^3/h)	Adução (m^3/h)	Déficit (m^3)	Saldo (m^3)
1	70	100	-30	-
2	60	100	-40	-
3	55	100	-45	-
4	54	100	-46	-
5	70	100	-30	-
6	79	100	-21	-
7	93	100	-7	-
8	100	100	-	0
9	128	100	-	28
10	140	100	-	40
11	148	100	-	48
12	150	100	-	50
13	145	100	-	45
14	138	100	-	38
15	125	100	-	25
16	120	100	-	20
17	110	100	-	10
18	100	100	-	0
19	98	100	-2	-
20	95	100	-5	-
21	88	100	-12	-
22	83	100	-17	-
23	76	100	-24	-
24	75	100	-25	-
	Média = 100		Total = 304	Total = 304

A Figura 13.9 representa graficamente os dados e cálculos apresentados na Tabela 13.2, típicos de uma população da ordem de 13 mil habitantes, consumo *per capita* de 150 L/hab.dia e coeficientes do dia (k_1) e da hora (k_2) de maior consumo iguais a de 1,2 e 1,5, respectivamente, considerando o funcionamento contínuo da adução, igual a 100 m^3/h. Da análise desta figura depreende-se que nos instantes t_1 e t_2 — por volta das 8 e 18 horas, respectivamente — a demanda de água iguala-se à vazão aduzida e neste intervalo o reservatório compensa o déficit da adução. Para a demanda no dia de maior consumo, se o volume de reservação do sistema é exatamente o necessário, as áreas acima e abaixo da linha de adução serão iguais. Com os dados de consumo diário, a determinação do volume de reservação pode se realizar por meio do diagrama de massa apresentado na Figura 13.9. O mesmo é elaborado a partir da reta de adução acumulada e da curva do consumo acumulado, coincidindo na extremidade, concernentes ao dia de maior consumo. Por meio das tangentes à curva do consumo acumulado, paralelas à reta da adução nos pontos de máximo e mínimo, a distância entre as duas tangentes paralela ao eixo das ordenadas será a capacidade do reservatório, correspondente a 304 m^3.

Principalmente nos sistemas de abastecimento de pequeno e médio portes, é comum o funcionamento do sistema de produção por um período da ordem de 16 a 20 h. Como consequência, a adução de água tratada é intermitente, permitindo reduzir custo de energia elétrica e de pessoal. Neste caso o excedente do volume aduzido deverá ser igual ao déficit verificado durante o período de paralisação da adução. A Tabela 13.3 apresenta duas simulações para adução, ambas considerando um período igual a 16 h de funcionamento e uma comunidade cujo consumo é o mesmo daquele apresentado no quadro anterior. Assim, a vazão aduzida nas 16 h de funcionamento deverá ser maior para compensar o tempo em que estará paralisada, ou seja, 24/16 vezes a vazão com funcionamento contínuo. A adução na primeira simulação tem início às 8 h e na segunda às 4 h, resultando, por isso, diferentes volumes de reservação, 556 m^3 e 602 m^3, respectivamente.

Similarmente à adução contínua, o volume de reservação pode ser também determinado por meio do diagrama de massa apresentado na Figura 13.10, representando a simulação 1 da Tabela 13.3. O volume de reservação será o somatório das ordenadas C_2 e C_1, correspondentes aos períodos de paralisação da adução.

Frequentemente, na implantação de novos sistemas não se dispõe da curva de consumo. Nestas circunstâncias, a curva da Figura 13.8 pode ser aproximada de uma senoide, ilustrada na Figura 13.11, representando a demanda no dia de maior consumo. No período compreendido entre 0 e 12 h, o consumo supera a adução e o oposto se sucede nas 12 h restantes.

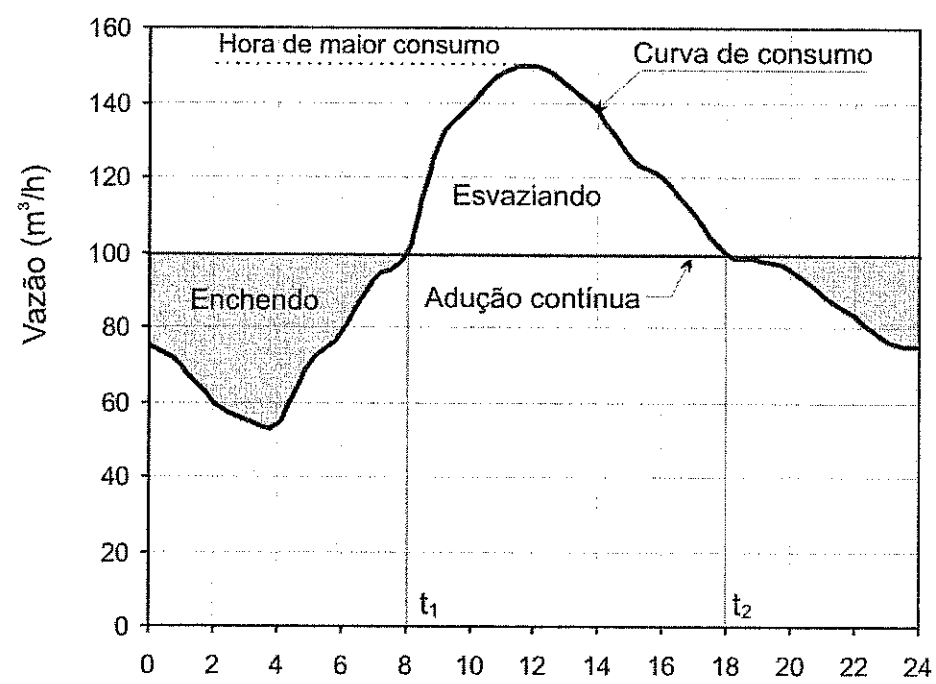



Figura 13.8 - Curva de consumo típica para adução contínua

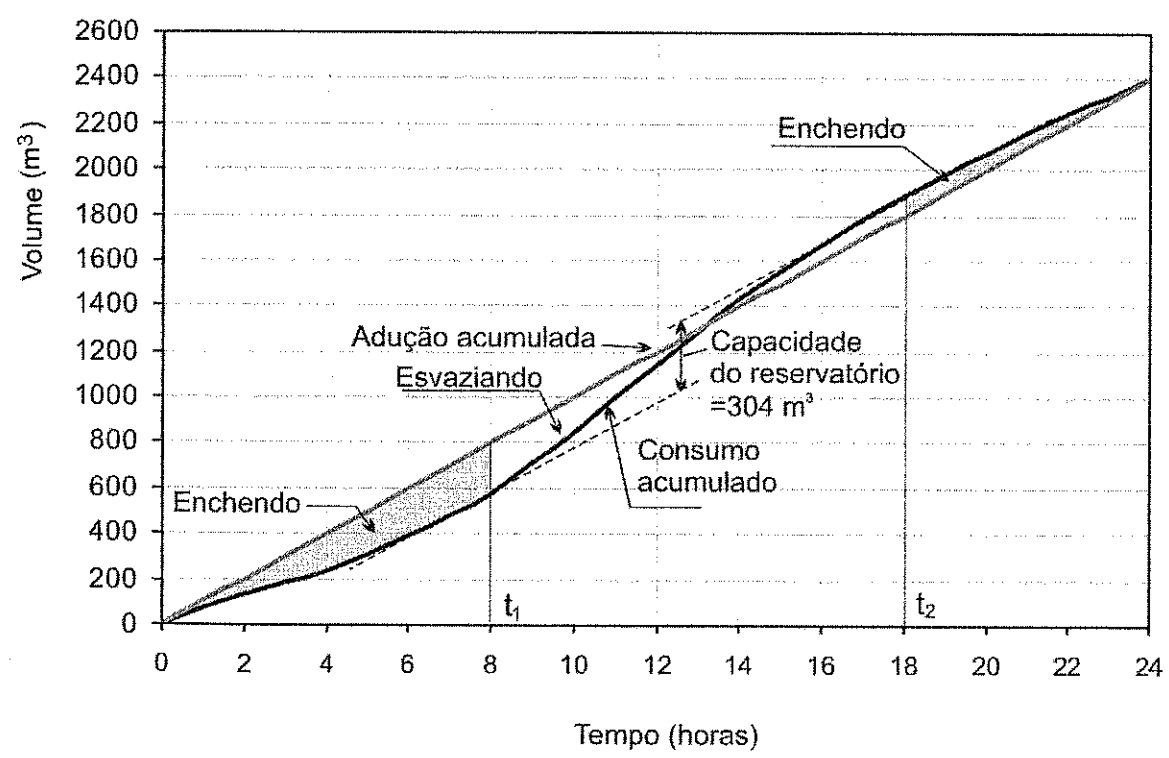



Figura 13.9 - Diagrama de massa para determinação do volume de reservação para adução contínua

Tabela 13.3 - Determinação do volume útil de reservação

		Simulação 1			Simulação 2		
Tempo h	Consumo m^3/h	Adução m^3/h	Déficit m^3/h	Saldo m^3/h	Adução m^3/h	Déficit m^3/h	Saldo m^3/h
1	70	0	-70	-	0	-70	-
2	60	0	-60	-	0	-60	-
3	55	0	-55	-	0	-55	-
4	54	0	-54	-	150	-	96
5	70	0	-70	-	150	-	80
6	79	0	-79	-	150	-	71
7	93	0	-93	-	150	-	57
8	100	150	-	50	150	-	50
9	128	150	-	22	150	-	22
10	140	150	-	10	150	-	10
11	148	150	-	2	150	-	2
12	150	150	-	0	150	-	0
13	145	150	-	5	150	-	5
14	138	150	-	12	150	-	12
15	125	150	-	25	150	-	25
16	120	150	-	30	150	-	30
17	110	150	-	40	150	-	40
18	100	150	-	50	150	-	50
19	98	150	-	52	150	-	52
20	95	150	-	55	0	-95	-
21	88	150	-	62	0	-88	-
22	83	150	-	67	0	-83	-
23	76	150	-	74	0	-76	-
24	75	0	-75	-	0	-75	-
Total	2.400	2.400	-556	556	2.400	-602	602

A equação da senoide para o consumo de água pode ser representada pela Equação 13.1, sendo o último termo correspondente à vazão aduzida:

$$Q = A\,sen\,bt + k_1 Q_{médio}$$
$$b = \pi / 12 \qquad (13.1)$$
$$A = k_1 k_2 Q_{médio} - k_1 Q_{médio} = k_1 Q_{médio}(k_2 - 1)$$

Em que:

Q: Consumo, em m^3/h;

$Q_{médio}$: Vazão média, correspondente ao produto da população pela vazão *per capita*, em m^3/h;

t: Tempo, em h;

A: Amplitude da senoide, em m^3;

k_1: Coeficiente do dia de maior consumo;

k_2: Coeficiente da hora de maior consumo.

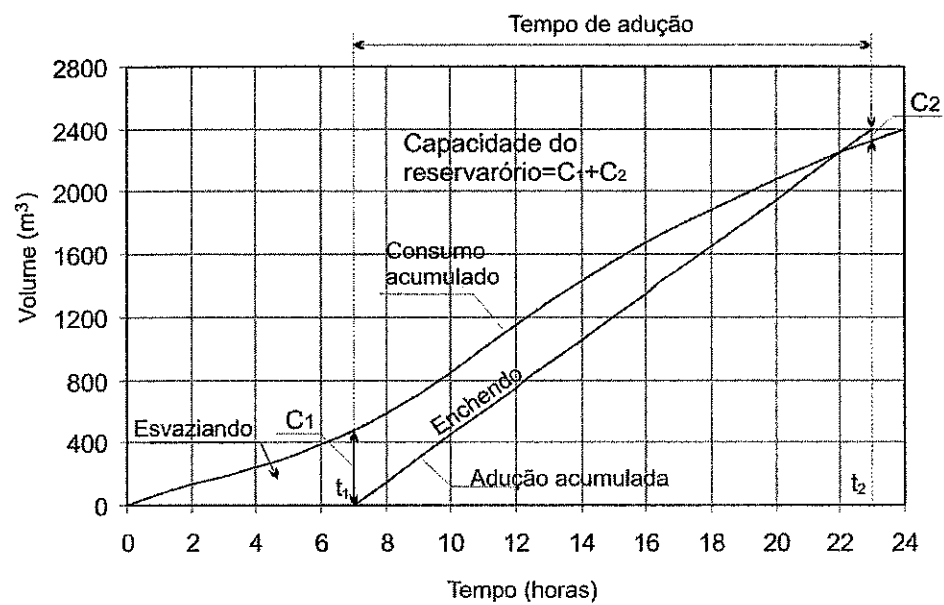



Figura 13.10 - Diagrama de massa para determinação do volume de reservação com adução intermitente

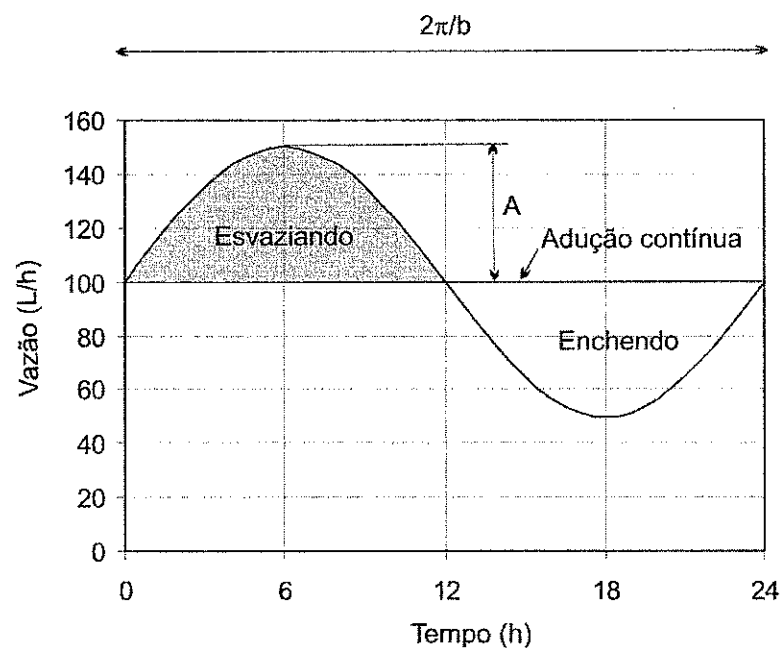



Figura 13.11 - Representação senoidal da curva de consumo de água de um sistema

Pode-se concluir pela Figura 13.11 que o volume de reservação deve ser no mínimo igual à área em que a vazão aduzida excede ao consumo, objetivando armazenar o excedente da adução para posteriormente fornecer água à rede de distribuição no período de maior demanda. O volume correspondente à capacidade mínima de reservação (V_{res}) é dado pela Equação 13.2, sendo os limites de integração correspondentes ao período no qual a vazão aduzida supera a demanda:

$$V_{res} = \int_{12}^{24} Qdt - 12k_1Q_{médio} \qquad (13.2)$$

A solução da Equação 13.2 é mostrada a seguir, na Equação 13.3:

$$V_{res} = \frac{k_2 - 1}{\pi} 24k_1Q_{médio} \qquad (13.3)$$

Por este método o volume de reservação constitui uma fração $((k_2 - 1)/\pi)$ do consumo diário para o dia de maior consumo $(24k_1Q_{médio})$. Ao se empregar valor de 1,5 para o coeficiente k_2, o volume de reservação passa a representar algo como 16% deste consumo diário.

Ao volume de reservação do sistema pode ser acrescida parcela adicional referente às demandas de emergência, motivadas por incêndios ou paralisação. A determinação acurada desta parcela é incerta.

Estimativas de vazões pontuais para combate a incêndios foram estabelecidas para países desenvolvidos em função da duração do infausto. Todavia, o mencionado extensivo uso no país de reservatórios domiciliares minimiza a relevância do possível acréscimo ao volume de reservação para tal fim.

Em contexto similar, o acréscimo de volume de reservação para assegurar o abastecimento durante eventuais paralisações torna-se mais relevante para os sistemas de menor porte, quando frequentemente dispõe-se de apenas uma adutora de água bruta ou tratada. Nestas circunstâncias não há possibilidade de eventuais manobras por meio das interligações com outros sistemas. Há também estimativas do tempo despendido para reparo das tubulações em função dos diâmetros, considerando inclusive o tempo necessário para a detecção da avaria. Desta forma, a partir da vazão aduzida estima-se o volume adicional de reservação. Da mesma maneira, esta majoração não é considerada explicitamente nos projetos das unidades de reservação devido às distintas condições operacionais, principalmente de cunho tecnológico, vigentes no Brasil. De alguma forma, a mencionada premissa de definir *a priori* o volume de reservação em um terço do consumo diário no dia de maior consumo acaba por abarcar estes acréscimos.

Para levar em conta as incertezas dos dados utilizados, a norma brasileira NBR 12.217/94 recomenda a adoção de um fator de segurança de 1,2 ao volume calculado pelos processos precedentes.

É usual no meio técnico, como princípio norteador, definir o volume de reservação como um terço do volume correspondente à demanda no dia de maior consumo. Esta premissa norteou a construção de 13 grandes reservatórios, com volumes de 1.000 a 22.000 m^3, em dois sistemas de abastecimento de Belo Horizonte no período de 1979 a

1988. Vale ressaltar que, além das funções mencionadas, em muitos sistemas de abastecimento a perspectiva de maior volume de reservação encerra a possibilidade de redução do período diário de funcionamento das estações elevatórias permitindo a paralisação da adução quando a tarifa de energia elétrica é mais onerosa.

Especificamente para os reservatórios elevados, a norma brasileira para projeto de reservatório anterior à NBR 12.217/94 recomendava um volume mínimo de 1/30 do volume total do dia de maior consumo. Nos diversos projetos de sistemas de abastecimento construídos no país pela antiga Fundação SESP, atual FUNASA, era usual destinar 20% deste volume distribuído para os reservatórios elevados. Embora a norma atual, NBR 12.217/94, não faça menção explícita à percentagem do volume de reservação destinada aos reservatórios elevados, por economia são comumente construídos com pequena altura — secundariamente para favorecer menor variação nas pressões na rede de distribuição —, limitando o volume em 500 m³ e respondendo por algo como 10 a 20% do volume de reservação.

13.4 Tubulações e órgãos acessórios

13.4.1 Tubulação de entrada

Conforme reportado no item 13.2, com o intuito de minimizar as variações da altura manométrica nas aduções por recalque, a tubulação de entrada no reservatório usualmente efetua-se com descarga livre, acima do nível d'água máximo de operação. O dimensionamento da tubulação de entrada ao reservatório realiza-se limitando sua velocidade ao dobro da velocidade da adutora que o alimenta. Conforme apresentado no Capítulo 10, Figura 10.4, a vazão transportada na adutora é condicionada pela posição do reservatório em relação à adutora considerada, sendo para reservatórios de montante igual a:

$$Q_{D>C} = \frac{k_1 P q}{86400}$$

Em que:

$Q_{D>C}$: vazão do dia de maior consumo, em L/s;
k_1: coeficiente do dia de maior consumo;
P: população abastecida, em habitantes;
q: consumo *per capita*, em L/hab.dia.

Para se ter reservatórios elevados de menor capacidade e, consequentemente, de menor custo, é comum armazenar parte do volume no reservatório apoiado, utilizando o elevado como caixa de passagem. Assim, a vazão alocada no reservatório apoiado, que posteriormente passará para o reservatório elevado por meio de uma adutora de recalque, será correspondente à da hora de maior consumo ($Q_{HMC} = k_2Q_{DMC}$), implicando, portanto, acréscimo da vazão para a adutora de recalque.

Para a entrada afogada em reservatórios de montante, há de se instalar dispositivo que evite o retorno da água à adutora. Para sistemas de maior porte, é comum o emprego de sensores de nível no interior dos reservatórios conectados aos conjuntos elevatórios, objetivando o acionamento ou paralisação das bombas automaticamente. Em sistemas abastecidos por gravidade, é comum prever dispositivos automáticos para controlar ou limitar o nível máximo, para evitar perda de água pelo extravasor.

13.4.2 Tubulação de saída

A tubulação de saída é dimensionada para a vazão de distribuição ($Q_{H>C}$= $Pqk_1k_2/86.400$), cuja velocidade média deve ser menor que uma vez e meia a velocidade média na rede de distribuição imediatamente a jusante do reservatório. É usual a instalação da tubulação de saída no poço de rebaixo, visando ao total aproveitamento do volume do reservatório, a menos de uma altura inferior destinada ao depósito de sedimentos. Este poço deve ser dotado de grade para proteção contra acidentes e redução de vórtex. Para se evitar o vórtex, é conveniente dimensionar o poço com altura de água acima do eixo da tubulação, superior a três vezes o diâmetro desta (Figura 13.12).

Para as tubulações de entrada e saída, o controle da afluência ou efluência, governado pelo nível d'água no interior da unidade, deve se realizar por sistema de fechamento por válvula ou equipamento similar localizado externamente ao reservatório. Para a tubulação de saída, pode ser necessário prever também a instalação de um dispositivo destinado a permitir a entrada de ar na canalização.

Em reservatórios de jusante, utiliza-se a mesma tubulação para entrada e saída do reservatório; neste caso a vazão transportada pode ser a do dia de maior consumo durante a alimentação do reservatório, ou a diferença entre a vazão da hora e do dia de maior consumo, quando o reservatório abastece a rede de distribuição. Para dimensionamento desta tubulação, a condição que conduz ao maior valor de vazão corresponde ao período em que o reservatório de jusante está sendo alimentado, para $k_2<2$.

Embora menos usual no país e mais comum nos EUA, Canadá e Europa, a tubulação de saída pode ser instalada acima da laje de fundo do reservatório e, em condições similares à da Figura 13.12, imediatamente sobre o fundo pode ser instalada a tubulação que alimentará os hidrantes. Esta diferença de volume no interior do reservatório é destinada ao combate a incêndios.

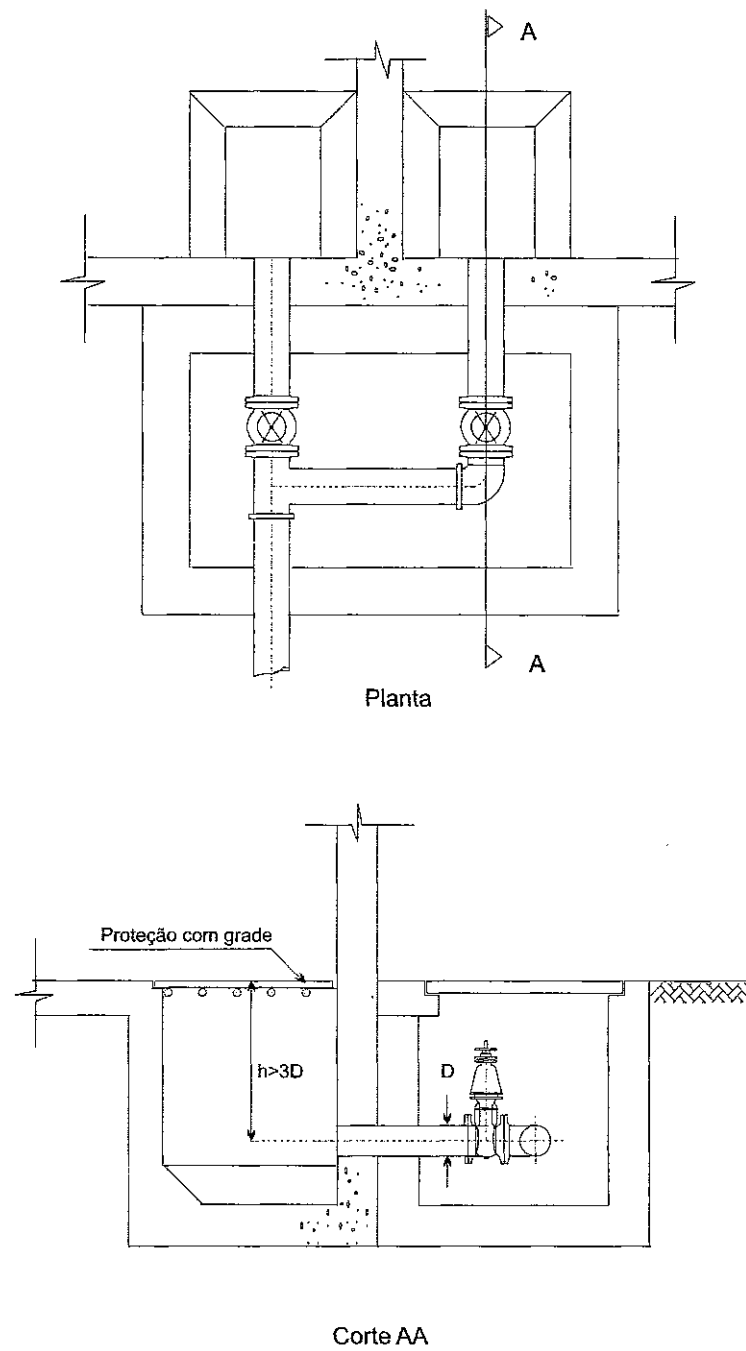



Figura 13.12 - Detalhe da tubulação de saída de um reservatório de duas câmaras

13.4.3 Descarga de fundo

Para o pleno esgotamento da unidade de reservação, deve-se prever também a instalação de descarga de fundo em cota inferior à da tubulação de saída. Recomenda-se diâmetro mínimo de 150 mm e o dimensionamento realiza-se em função do tempo de

esgotamento da câmara/reservatório usualmente entre 3 e 6 h. A equação mostrada a seguir permite calcular o tempo de esvaziamento em reservatórios prismáticos:

$$t = \frac{2A\sqrt{h}}{C_d S\sqrt{2g}} \tag{13.4}$$

Sendo:
A: área horizontal da câmara a ser esgotada, em m^2;
S: área da tubulação de esgotamento, em m^2;
h: carga de água sobre o eixo da tubulação de esgotamento, em m;
t: tempo necessário para esgotar, em segundos;
C_d: coeficiente de descarga, dependente da relação entre o comprimento da tubulação de esgotamento (L) e seu diâmetro (D), ou seja, sua classificação como orifício, bocal ou tubo curto. O quadro a seguir indica valores usuais desse coeficiente, em função da relação L/D:

Tabela 13.4 - Coeficientes de descarga

L/D	0,5	2 a 3	10	20	30	40	50	100
C_d	0,61	0,82	0,77	0,73	0,70	0,64	0,58	0,47

Fonte: AZEVEDO NETTO e ALVAREZ (1982)

13.4.4 Extravasor

O nível máximo do reservatório é estabelecido pela posição do extravasor, sendo recomendado distância mínima de 0,30 m entre o nível de água máximo atingido pela água em extravasão e a cobertura da unidade. Este órgão acessório funciona à descarga livre — permitindo detecção de extravasamentos — e é dimensionado para a vazão máxima afluente, devendo ser conectado a uma tubulação vertical para descarte em uma caixa e posterior escoamento por conduto livre à rede de drenagem ou corpo receptor. Nos reservatórios elevados, devido à grande energia do escoamento na saída do conduto vertical, é importante que este seja conectado a um dissipador de energia, para não provocar desgaste dos condutos e erosões no terreno.

O vertedor circular colocado na parede do reservatório é um dos tipos mais simples de extravasor; entretanto, para que este funcione como tal, a sua espessura deve ser inferior ao seu diâmetro. Outro tipo muito utilizado é o tubular (com ou sem calha coletora). O dimensionamento destes é estabelecido de acordo com a teoria clássica de vertedores; algumas destas formulações, em unidades do sistema métrico, são apresentadas na Figura 13.13.

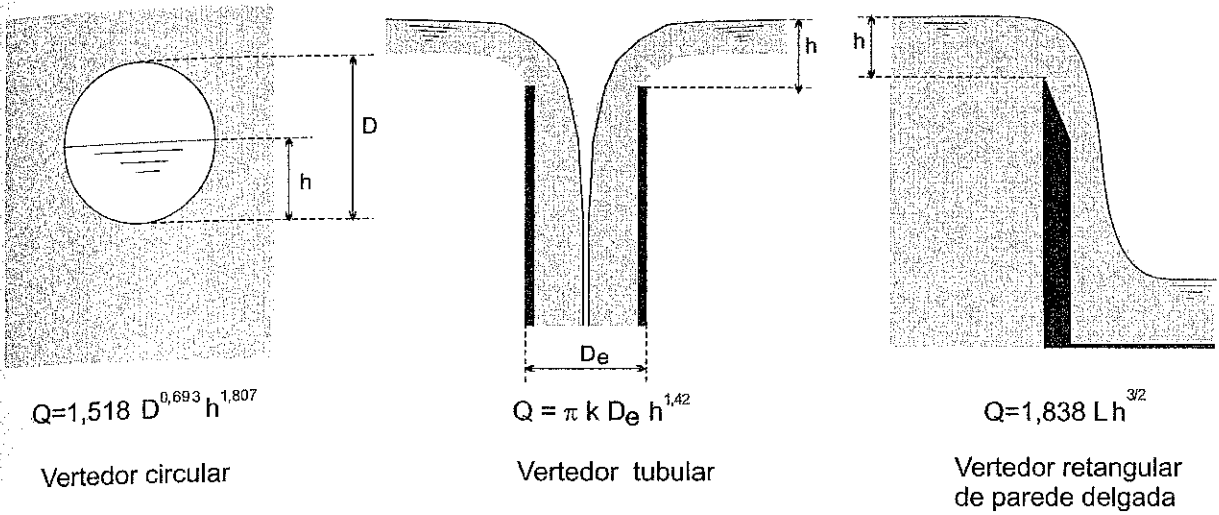



Figura 13.13 - Vertedores e seu equacionamento

A equação apresentada para vertedor tubular somente é aplicável para os casos em que a carga "h" é inferior a "$D_e/5$", sendo "k" um coeficiente empírico dependente do diâmetro, como mostrado a seguir:

Tabela 13.5 - Coeficientes k para vertedor tubular

De (m)	K
0,175	1,435
0,25	1,440
0,35	1,455
0,50	1,465
0,70	1,515

Fonte: *Apud* AZEVEDO NETTO e ALVAREZ (1982)

Para valores de "h" superiores a "$D_e/5$" e inferiores a "3h", o extravasor passa a funcionar como bocal, e, neste caso, a Equação 13.5, cujos termos já foram descritos na Equação 13.4 para o sistema métrico, permite dimensionar o extravasor.

$$Q = C_d S \sqrt{2gh} \qquad (13.5)$$

Quando a carga "h" sobre o extravasor ou o seu diâmetro tornam-se elevados, é conveniente adotar a calha coletora, como a mostrada na Figura 13.14. O equacionamento da calha coletora pode ser realizado com a formulação apresentada anteriormente na Figura 13.13 para vertedores retangulares de parede delgada, sendo "L" o comprimento da crista da calha por onde a água deve passar.

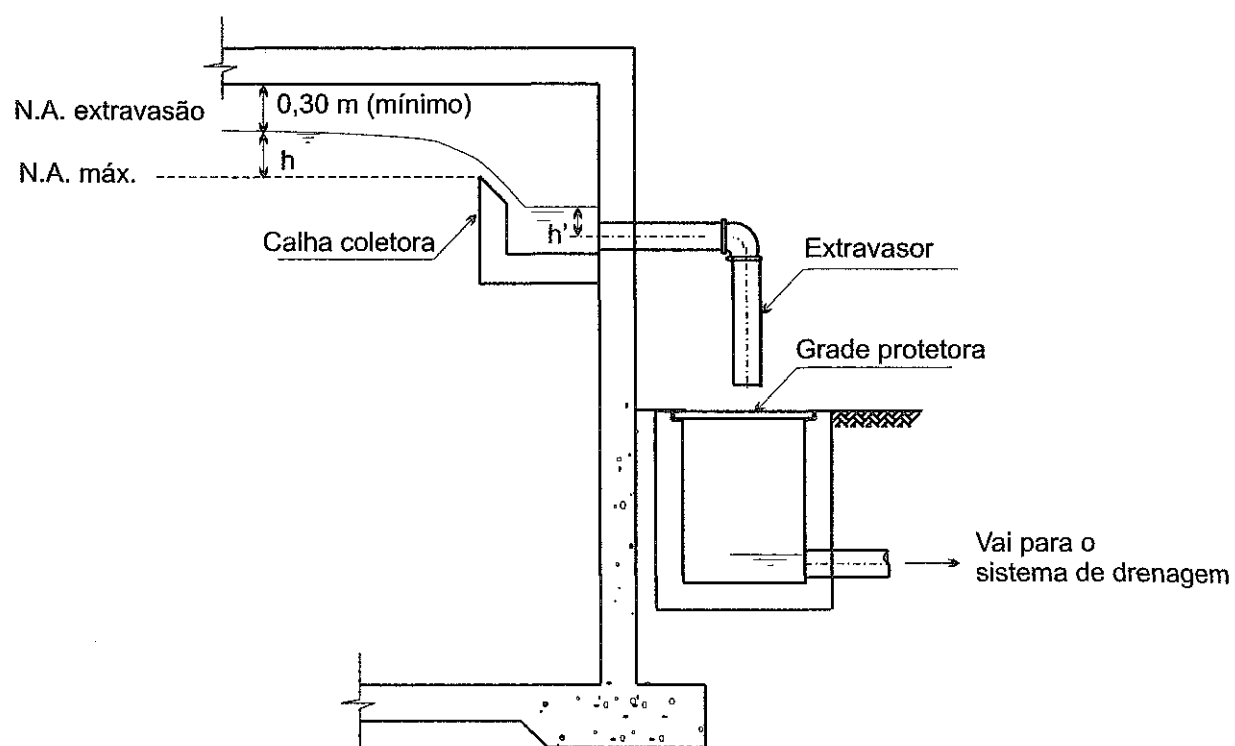



Figura 13.14 - Extravasor com calha coletora

13.4.5 Ventilação

A variação abrupta do nível de água no interior do reservatório, tanto no enchimento quanto no esvaziamento, pode suscitar esforços na cobertura da unidade devido à variação da pressão interna. Para minimizar tal efeito, a unidade deve possuir ventilação, protegida com telas e com cobertura para evitar a entrada de água de chuva e poeira (Figura 13.15). A vazão de ar de dimensionamento deverá ser igual à vazão de distribuição no dia e hora de maior consumo, acarretando para as unidades de maior porte a instalação de diversos dispositivos de ventilação. A área da seção desses dispositivos, ou aberturas, deve-se basear na velocidade de 15 m/s de ar. A Figura 13.15 apresenta dois tipos de dispositivos ventiladores, ambos dotados de curva de 90° para baixo, para impedir a entrada de poeira e água de chuva, e de tela fina entre os flanges para não permitir a entrada de pequenos animais para o interior dos reservatórios.

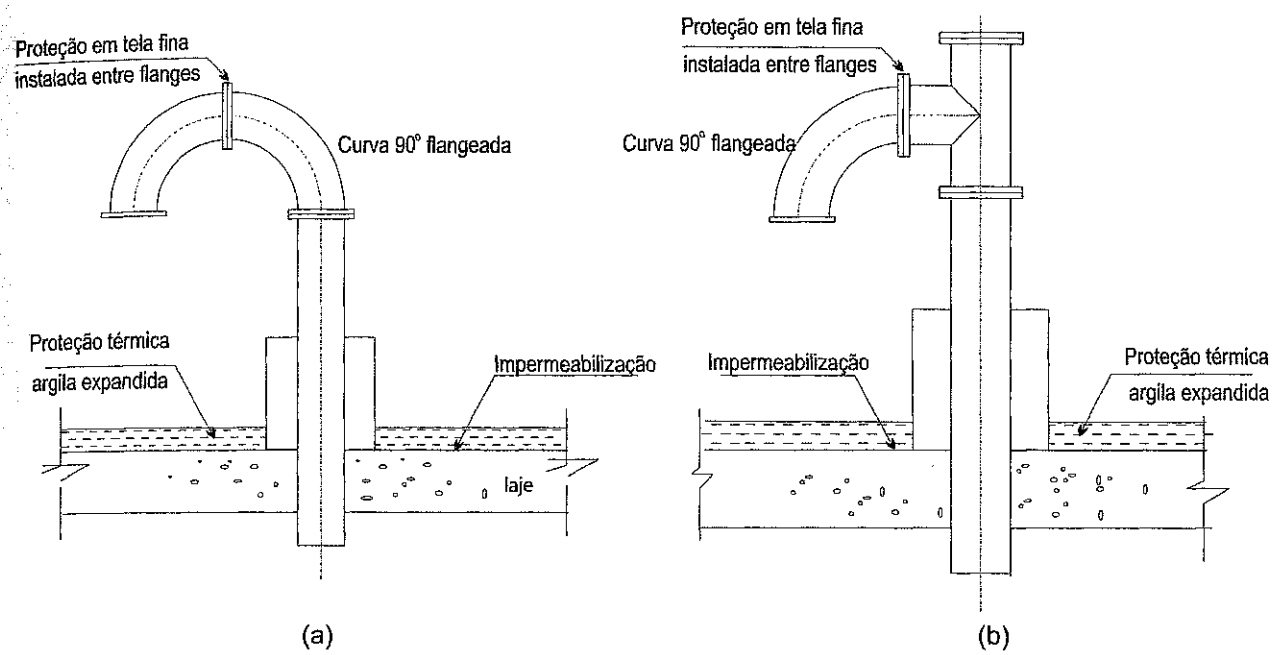



Figura 13.15 - Tubo de ventilação para reservatório

13.4.6 Drenagem subestrutural

Para verificar eventuais vazamentos sob o fundo do reservatório, deve ser previsto um sistema de drenagem, cujo efluente deve descarregar em caixa de coleta visível. A Figura 13.16 apresenta o projeto de um reservatório apoiado, onde é possível verificar na planta e nos cortes CC e DD detalhes desse sistema de drenagem.

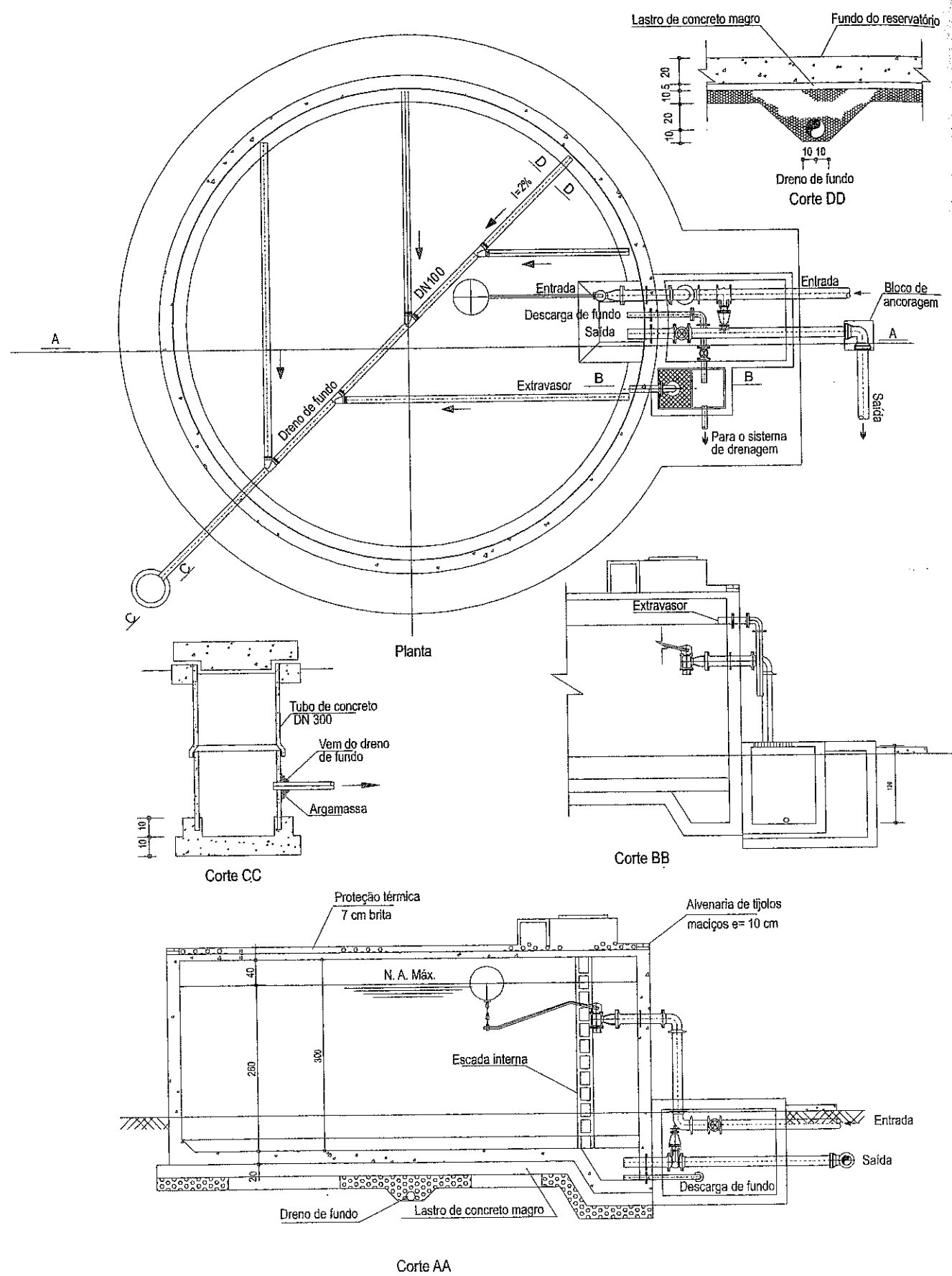



Figura 13.16 - Projeto de reservatório apoiado de (V = 150 m³)

Exemplo

Dimensionar um reservatório de distribuição para atender uma população de 50.000 habitantes, cujo consumo *per capita* é de 200 l/hab.dia e coeficientes do dia e hora de maior consumo iguais a 1,2 e 1,5, respectivamente, supondo que seja do tipo apoiado, abastecido por uma adutora de recalque.

Solução

a - Cálculo das vazões

- vazão média: $Q_{médio} = \frac{P.q}{86.400} = \frac{50.000hab.\,200L/hab.\,dia}{86.400\,s/dia} = 116\,L/s$
- vazão do dia de maior consumo: $Q_{D>C} = k_1 Q_{médio} = 1{,}2 \times 116 = 139\,L/s$
- vazão da hora de maior consumo:

  $Q_{H>C} = k_1 \times k_2 Q_{médio} = 1{,}2 \times 1{,}5 \times 116 = 209\,L/s$

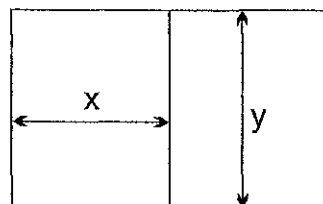
b - Cálculo do volume de reservação (V)

$$V = \frac{1}{3} Q_{D>C} \times 86.400 = \frac{139xL/s}{3} 86.400\,s/dia = 4.003.200\,L = 4.003\,m^3$$

c - Dimensões do reservatório

Tomando a forma retangular para o reservatório e altura de lâmina d'água de 3,85 m, conforme recomendado no Quadro 13.1, tem-se para área deste:

$$A = \frac{4.003}{3{,}85} = 1.039{,}7\,m^2$$

Adotando para cálculo das dimensões laterais o critério econômico de x / y = 3 / 4 e a divisão interna em dois compartimentos iguais, conforme mostrado na figura a seguir, obtém-se:

$$\begin{cases} x \cdot y = \dfrac{1.039,7}{2} = 519,85\ m^2 \\ \dfrac{x}{y} = \dfrac{3}{4} \end{cases}$$

$$\Rightarrow y = 26,0\ m,\ x = 20,0\ m\ e\ h = 3,85\ m$$

d - Dimensionamento das tubulações

- Adutora de recalque

$Q_{D>C} = 139\ L/S$

$D_r = K\sqrt{Q_{D>C}}$ (equação de Bresse) $D_r = 1,0\sqrt{0,139} = 0,37m$

$D_r\ (adotado) = 0,40\ m$

$$U_{adutora} = \frac{0,139}{\left(\dfrac{\pi \times 0,40^2}{4}\right)} = 1,1\ m/s$$

- Tubulação de entrada às câmaras

$Q_{d>c} = 139\ L/S$

critério: $U_{entrada} \leq 2 \cdot U_{adutora}$

$$U_{entrada} \leq 2 \cdot 1,1\ m/s$$

$$U_{entrada} \leq 2,2\ m/s$$

Pela Equação da Continuidade

$$Q = AU \Rightarrow\ 0,139\ m^3/s = \frac{\pi D^2}{4} \cdot 2,2\ m/s$$

$$\Rightarrow\ D = 0,28\ m\ \Rightarrow\ D\ (adotado) = 0,30\ m$$

- Tubulação de saída às câmaras

$Q_{H>C} = 209\ L/s$

critério: $U_{saída} \leq 1,5 \cdot U_{rede}$

Supondo que a tubulação da rede de distribuição ligada à saída do reservatório tenha diâmetro de 500 mm, a velocidade nesta é de 1,06 m/s. Assim, a velocidade na tubulação de saída deve ser inferior a 1,59 m/s. Caso fosse utilizado o diâmetro comercial (400 mm) imediatamente inferior ao da rede de distribuição, ter-se-ia 1,66 m/s de velocidade, superior à recomendação da norma brasileira NBR 12.217/94. Neste caso, a manutenção do diâmetro de 500 mm, igual ao da rede, é recomendável.

Embora existam dois compartimentos no reservatório, as tubulações de entrada e saída foram dimensionadas supondo apenas uma das câmaras funcionando, pois é normal desativar uma delas para manutenção.

• Descarga de fundo

Utilizando a Equação 13.4 para calcular o tempo de esgotamento de cada compartimento do reservatório, com h = 3,85 m, A = 519,85 m^2 e C_d = 0,61, têm-se, para os diâmetros da tubulação de esgotamento de 150 mm, 200 mm e 250 mm, os tempos de esgotamento mostrados no quadro a seguir. Adotando a recomendação de tempo inferior a 6 h, o diâmetro escolhido para a tubulação é 250 mm. Vale ressaltar que em condições normais o esgotamento do reservatório é realizado quando este não está em seu nível máximo e, portanto, caso isso venha a ocorrer quando o reservatório estiver à meia altura (h = 3,85/2) o tempo gasto para o esgotamento, utilizando o diâmetro de 250 mm, será 3 h.

Diâmetro (mm)	S (m^2)	Tempo (h)
150	0,018	11,87
200	0,031	6,68
250	0,049	4,27

• Extravasor

Utilizando as equações mostradas na Figura 13.13 e a vazão de $Q_{D>C}$ = 0,139 m^3/s, têm-se as seguintes dimensões e cargas, conforme o tipo de extravasor utilizado:

- vertedor circular: D = 0,40 m e h = 0,38 m
- vertedor tubular: D = 0,70 m e h = 0, 11 m
- bocal (C_d = 0,61) D = 0,30 m e h' = 0,53 m
- calha coletora: L = 2,0 m e h = 0,11 m

Analisando os resultados, vê-se que o vertedor tubular e a calha coletora apresentam as menores cargas de água (h = 0,11m). Entretanto, devido ao elevado diâmetro da tubulação no vertedor tubular, optou-se pela combinação calha coletora-bocal, seguindo o mesmo padrão apresentado na Figura 13.14.

- Ventilação

  O dimensionamento da ventilação é realizado para:

  $Q_{HMC} = 0,209\ m^3/s$
  $U < 15\ m/s$

  Supondo tubos ventiladores com diâmetro de 100 mm, ou 0,00785 m^2 de seção transversal, tem-se pela Equação da Continuidade o número "n" de tubos ventiladores, como demonstrado a seguir:

  $0.209\ m^3/s = n.0,00785\ m^2 .\ 15\ m/s$
  $n = 2$

A Figura 13.17 contém um desenho esquemático do arranjo das tubulações e as dimensões calculadas no exemplo em pauta.

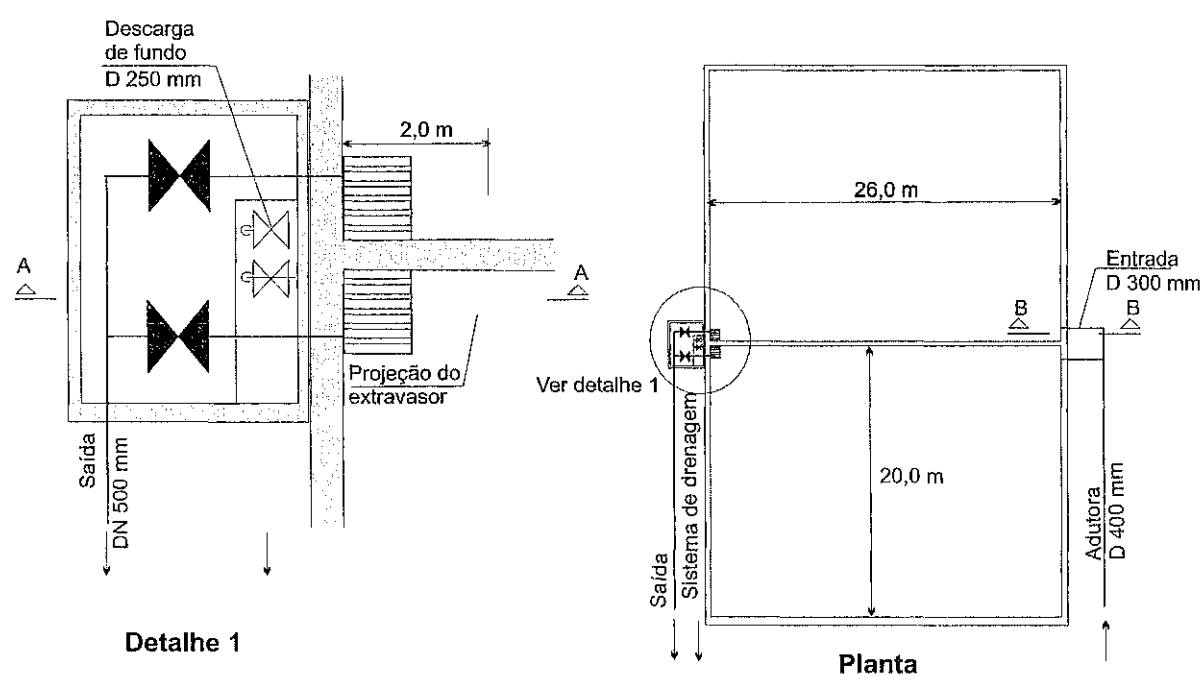



Figura 13.17a - Desenho esquemático do reservatório exemplo

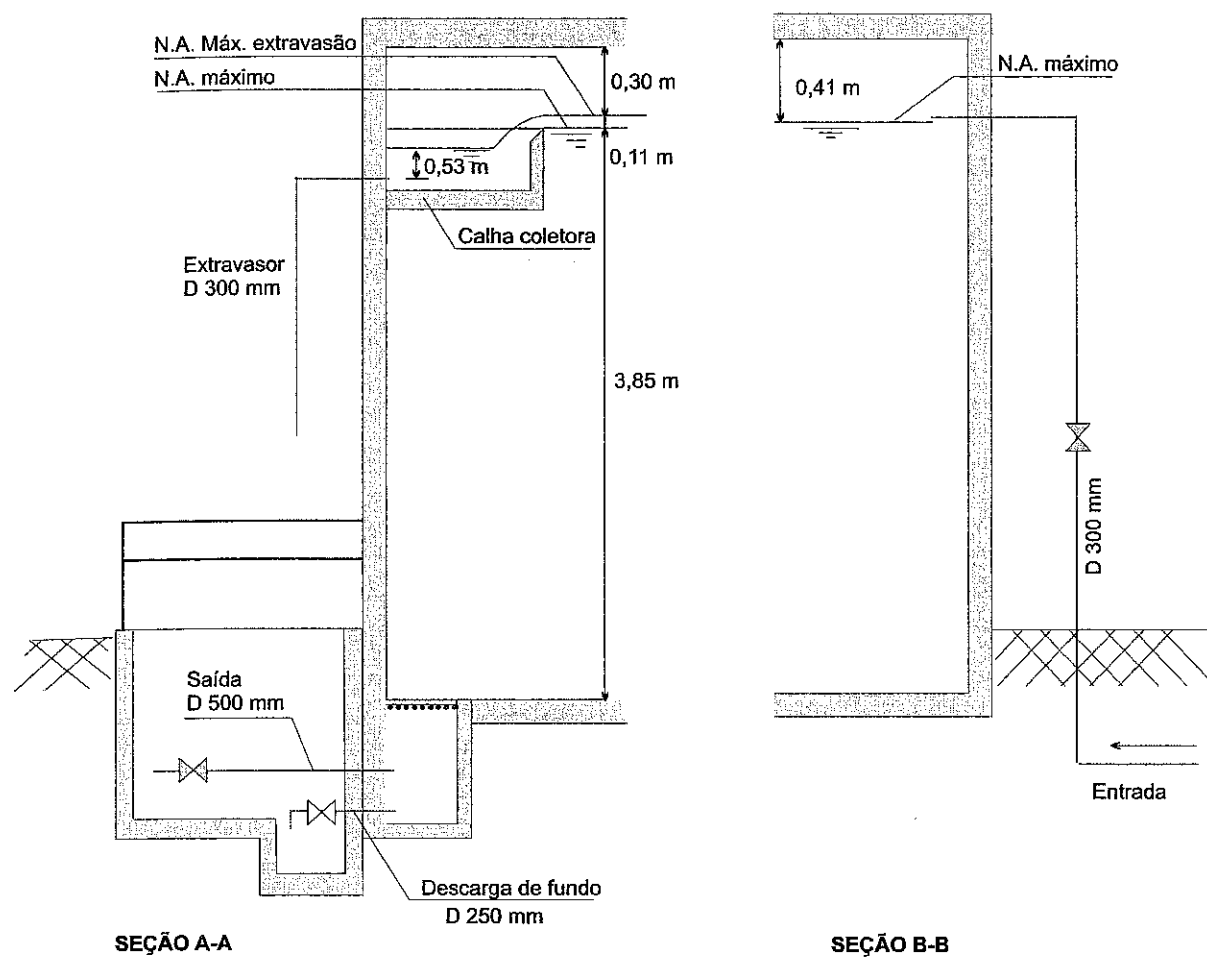



Figura 13.17b - Desenho esquemático do reservatório exemplo

13.5 Qualidade de água nos reservatórios

Usualmente, os projetos dos reservatórios de abastecimento enfatizam essencialmente a integridade estrutural, os aspectos funcionais e estéticos, a distância aos centros de consumo, entre outros fatores. As questões associadas à qualidade da água nos reservatórios são frequentemente tratadas como itens de importância secundária, resumindo-se à manutenção nestas unidades da concentração de cloro residual. Entretanto, vários episódios recentes de surtos de doenças de transmissão hídrica foram relacionados a problemas na reservação, principalmente pela deterioração da qualidade da água tratada.

Na concepção do sistema de reservação, diversas variáveis devem ser consideradas e investigadas pelo projetista, visando à preservação da qualidade da água. Uma elevada

razão volume do reservatório/vazão aduzida, resultando em tempos de detenção mais longos, e a configuração inadequada dos dispositivos de entrada e saída de água no reservatório — acarretando a estratificação das águas de diferentes idades — podem afetar negativamente as características da água. O tempo de residência, também denominado tempo de detenção ou tempo de retenção hidráulica, é diretamente afetado pela frequência do ciclo enchimento-esvaziamento do reservatório e pela variação volumétrica neste ciclo, e este, por sua vez, está relacionado com a capacidade do reservatório.

Longos tempos de detenção nos reservatórios favorecem o crescimento e a aclimatação das bactérias nitrificantes às condições de pH e à presença do residual do desinfetante, favorecendo a nitrificação. Em águas cloradas, tal fenômeno representa uma queda nas concentrações do cloro residual, uma vez que o cloro (agente oxidante) é utilizado na oxidação, por bactérias, do nitrogênio amonical (amônia) a nitrogênio nitroso (nitrito) e este, por sua vez, a nitrogênio nítrico (nitrato).

Por sua vez, dependendo da configuração dos dispositivos de entrada e saída de água, ou seja, número, distância e posição relativa entre as canalizações afluente e efluente, bem como a existência de obstáculos para dispersão do fluxo, observam-se diferentes comportamentos hidráulicos deste e a possibilidade do aparecimento de zonas de estagnação. Em unidades com dispositivo comum de entrada e saída, geralmente situado no fundo da estrutura do reservatório, verifica-se preferencialmente uma situação do tipo "primeiro a chegar, último a sair", na qual as águas mais distantes do mesmo apresentam elevadas idades e, consequentemente, baixos valores do residual do desinfetante. Usualmente, as unidades de reservação localizadas no final da rede de distribuição — os reservatórios de jusante — apresentam tal configuração.

Diferentemente, em reservatórios com dispositivos de chegada e saída distintos, reservatórios de montante, geralmente posicionados em lados opostos na estrutura de reservação, o fluxo comporta-se comumente como "primeiro a chegar, primeiro a sair", situação na qual a idade média das águas em seu interior será basicamente dependente do tempo de detenção hidráulico e da condição de mistura.

Ainda em relação à condição de mistura, os reservatórios podem contribuir substancialmente para o aumento da idade média da água, dependendo de sua operação, locação e geometria. No tratamento de esgotos, é conhecida a utilização de tanques e bacias esféricas ou cúbicas a fim de se promover uma boa mistura em seus interiores. Por outro lado, as unidades de reservação com elevada razão comprimento/largura ou altura/raio comportam-se como reatores de fluxo de pistão, ou seja, podendo apresentar pouca ou nenhuma mistura da massa líquida. Nestes últimos, observa-se, por amostragem em diversas profundidades, uma variação significativa das concentrações de cloro, cujas concentrações são maiores nas regiões próximas ao dispositivo de entrada.

Em reservatórios com elevado quociente altura/largura e cujo dispositivo de chegada encontra-se no fundo do mesmo, não há uma mistura entre as águas das camadas superiores (maiores idades) e inferiores (menores idades). Nestes casos, o tempo de residência tem significativo efeito sobre a idade média do efluente que se manifestará na concentração de cloro residual, tendendo a se reduzir para águas de maior idade.

A qualidade do efluente de reservatórios do tipo mistura completa é mais sensível à variação volumétrica. Estudos demonstraram que o impacto da variação volumétrica de reservatórios sobre a idade da água no sistema de distribuição é altamente dependente do número e locação destas unidades. Em unidades de reservação nas quais não há uma flutuação substancial no volume, a idade média das águas verificada em seu interior pode ser muito elevada, podendo atingir dias ou mesmo semanas.

Adicionalmente, a determinação da posição relativa do reservatório à superfície do terreno — enterrado, semienterrado, apoiado e elevado — é um fator importante a ser considerado. Reservatórios de distribuição elevados são preferidos devido à condição mais favorável de "mistura completa" e à maior variação volumétrica durante os ciclos de enchimento e esvaziamento.

É desejável a remoção total da amônia presente na água bruta nas estações de tratamento, porém a ocorrência da nitrificação no sistema de distribuição apresenta inúmeros efeitos adversos: aumento das concentrações de nitrito e nitrato, redução do cloro residual, aumento das populações de bactérias heterotróficas e redução do pH, da alcalinidade e do teor de oxigênio dissolvido, implicando num maior ônus para a remediação do problema e atendimento ao Padrão de Potabilidade.

Vários estudos recentes têm buscado avaliar a incidência da nitrificação em sistemas de abastecimento de água que utilizam a cloração. Nos Estados Unidos, aproximadamente dois terços dos grandes e médios sistemas de abastecimento que empregam este gás apresentam águas com algum grau de nitrificação, mais pronunciadamente nos meses quentes do ano.

A ausência de luz solar pode promover um crescimento de bactérias nitrificantes, tornando os reservatórios cobertos mais susceptíveis à nitrificação. Todavia, reservatórios descobertos — raramente empregados no país — apresentam maior risco da proliferação de algas e de contaminação por outros microrganismos. As bactérias nitrificantes são extremamente resistentes à desinfeção por cloração, pois o produto da concentração de cloro pelo tempo de contato necessário à eliminação das bactérias nitrificantes é consideravelmente maior que o verificado para a *E. coli*. Desta forma, há a tendência destes organismos aderirem à superfície de coloides e sólidos suspensos, que lhes servem de escudos protetores e de substrato rico em nutrientes. Nos reservatórios de sistemas afetados pela nitrificação, verifica-se um elevado grau destes organismos em sedimentos aderidos às paredes e ao fundo.

Aliado aos fatores já alinhavados — decaimento do cloro residual combinado ou livre em função da oxidação de compostos orgânicos e/ou inorgânicos e florescimento algal —, a qualidade da água pode sofrer alterações devido ao contato da água armazenada com o concreto das paredes do reservatório. Este fenômeno é explicado pelas distintas concentrações de carbonato de cálcio na água e na superfície de contato das unidades de reservação, observando-se uma deterioração do concreto. Tal processo ocorre mais acentuadamente no caso de águas brandas, por apresentarem menores concentrações de carbonato de cálcio (mg/L $CaCO_3$), configurando-se em um meio mais ávido pelo sal.

A preocupação com a deterioração do concreto justifica-se na medida em que tal fenômeno implica a formação de uma superfície rugosa e, consequentemente, de um substrato bem mais propício à adesão de patogênicos e outros microrganismos, bem como pelo comprometimento da estrutura de tais unidades.

Referências e bibliografia consultada

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR-593/77: Elaboração de projetos de reservatório de distribuição de água para abastecimento público.* Rio de Janeiro, 1977. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR-12.217: Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público.* Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

AZEVEDO NETTO, J. M.; ALVAREZ, G. A. *Manual de hidráulica.* 7. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1982. 335 p. v. 1.

BARBOSA, J. M. S. G.; SANTANA, C. W.; GALVÃO, C. O. *et al.* Operação de bombas em sistemas de abastecimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 21., 2001, João Pessoa. [*Anais eletrônicos*...]. João Pessoa: 2001.

CRUZ, J. C.; FALCÃO, L. V.; MESQUITA, A. C. Proposta de concepção para sistemas de abastecimento de água com ênfase na economia de energia elétrica: estudo de 2 sistemas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 21., 2001, João Pessoa. [*Anais eletrônicos*...]. João Pessoa: 2001.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Control of Biofilm Growth. *Drinking Water Distribution Systems* – Seminar Publication, June 1992. 55 p.

MARTINS, J. A. Reservatórios de distribuição de água. In: AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água.* 2. ed. São Paulo: CETESB, 1987. p. 427-456.

PERSECHINI, M. I. M. *Soluções de projeto adotadas nos reservatórios de distribuição de água para abastecimento público dos sistemas Serra Azul e Rio Manso segundo recomendações da NB-593/77.* 103 p. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1994.

TSUTYA, M. T. *Abastecimento de água.* São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP, 2004. 643 p.

TWORT, A. C.; RATNAYAKA, D. D.; BRANDT, M. J. *Water supply.* 5. ed. London: IWA, 2000. 676 p.

Capítulo 14

Rede de distribuição

Aloísio de Araújo Prince

Este capítulo inclui considerações conceituais e orientações técnicas para as diversas etapas da elaboração de projeto de rede de distribuição de água. Dele também constam exemplos numéricos de dimensionamento de redes de distribuição por processo convencional (não automatizado), com auxílio de computador (programa Excel). O emprego de *softwares* relativos a modelos de simulações hidráulicas para dimensionamento de redes de distribuição é objeto de outro capítulo deste livro.

14.1 Definição e importância

Rede de distribuição é a unidade do sistema de abastecimento de água constituída por tubulações e órgãos acessórios instalados em logradouros públicos, e que tem por finalidade fornecer, em regime contínuo (24 h por dia), água potável em quantidade, qualidade e pressão adequadas a múltiplos consumidores (residenciais, comerciais, industriais e de serviços) localizados em uma cidade, vila ou outro tipo de aglomeração urbana.

A denominação **rede de distribuição** provém da forma como as suas tubulações são instaladas, formando rede de condutos interligados entre si e possibilitando diversas derivações para a distribuição da água potável aos imóveis abastecidos.

A importância da rede de distribuição deve-se a duas características de grande relevância a ela associadas, quais sejam:

- característica de garantir, como derradeira unidade do sistema de abastecimento de água, que a água produzida e veiculada pelas unidades anteriores chegue

até os seus consumidores finais sem a deterioração de sua qualidade e com a quantidade, pressão e continuidade estabelecidas pela boa técnica e pelas normas oficiais aplicáveis;
- característica de constituir-se, geralmente, na mais extensa unidade do sistema, responsável, em geral, por mais de 50% do seu custo de implantação.

Uma rede de distribuição mal projetada ou mal operada é permanente fonte de problemas, mormente no que tange a perdas de água, ao comprometimento da qualidade da água e a reclamações dos usuários.

14.2 Elementos necessários para a elaboração do projeto

Os elementos necessários para a elaboração do projeto estão muito bem definidos na NBR 12.218/1994 da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, que versa sobre projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Essa norma é uma importante fonte de consulta para aqueles que se dedicam a tal tipo de projeto. Dela destacam-se os seguintes elementos, como requisitos necessários para a elaboração de um bom projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público:

a) estudo de concepção do sistema de abastecimento de água, para cuja elaboração a norma NBR 12.211/1992 da ABNT apresenta importantes orientações;
b) definição das etapas de implantação;
c) projetos de outras partes do sistema de abastecimento de água já elaborados em consonância com o estudo de concepção supracitado;
d) levantamento planialtimétrico e semicadastral da área do projeto, incluindo o cadastro da rede existente e detalhes do arruamento, dos tipos de pavimento, de obras especiais e de interferências;
e) plano de urbanização e legislação relativa ao uso e ocupação do solo, quando houver.

O grau de detalhamento desses estudos e levantamentos prévios depende do porte da comunidade envolvida. Para pequenas comunidades, pode ser bastante simplificado, principalmente no que se refere a levantamentos planialtimétricos, cadastro da rede existente e detalhes de arruamentos, dos tipos de pavimento, de obras especiais e de interferências, desde que não haja a omissão de dados e informações cuja ausência possa comprometer a qualidade do projeto, inclusive no que se refere às especificações e ao orçamento das obras a executar.

14.3 Vazões de distribuição

Para o estabelecimento das vazões de distribuição devem ser consideradas:

- as vazões para atender às áreas específicas de consumo de água em que a localidade ou a área de projeto estiver subdividida;
- as vazões demandadas por consumidores singulares (grandes consumidores);
- as vazões das áreas de expansão.

No Brasil, a NBR 12.218/1994 da ABNT dispensa, para efeito do dimensionamento básico da rede, a consideração de demandas especiais para combate a incêndios, estabelecendo a necessidade de justificativa para os casos em que tais demandas sejam acrescidas às vazões de dimensionamento da rede. O fato de se dispensar a inclusão das vazões de combate a incêndios no cálculo básico da rede não significa que esta não deva ser dotada de condições mínimas para atender a essa finalidade. Para tanto, a NBR 12.218 prevê condições para a instalação e o funcionamento de hidrantes, estabelecendo que a rede seja verificada hidraulicamente com o funcionamento de um hidrante por vez, conforme desenvolvido no item 14.12.1.

No dimensionamento das redes de distribuição, utiliza-se a vazão da hora de maior consumo, no dia também de maior consumo, calculada pela seguinte expressão:

$$Q_D = \frac{k_1 k_2 q\, P}{86400} \qquad (14.1)$$

Na qual:

Q_D: vazão de distribuição (L/s);
k_1: coeficiente do dia de maior consumo;
k_2: coeficiente da hora de maior consumo;
P: população de projeto da área considerada (hab);
q: consumo médio *per capita* de água, incluindo as perdas de água no sistema público de abastecimento (L/hab.dia).

Em países como o Brasil, em que os prédios possuem reservatórios próprios de armazenamento de água, essa vazão, por força da regularização proporcionada por tais reservatórios prediais, flui de forma mais uniforme, sem os picos acentuados que oneram sobremaneira o dimensionamento das redes de distribuição em que não são usuais os reservatórios prediais (que é o caso dos Estados Unidos e de países da Europa). Esse fato reflete-se no valor do coeficiente K_2, que é menor nos países como o Brasil, em que os reservatórios prediais são utilizados em larga escala.

As vazões relativas a consumidores singulares ou grandes consumidores são consideradas individualmente para efeito do cálculo das vazões empregadas no dimensionamento da rede, devendo ser sempre associadas aos pontos da área de projeto em que

tais vazões são disponibilizadas. Não incidem, portanto, na determinação das vazões específicas de áreas relativas a diversos usuários com consumos semelhantes, como se verifica a seguir.

A vazão de distribuição, excluídas as vazões pontuais de consumidores singulares (grandes consumidores), pode ser associada à área ou à extensão de tubulações da área a que ela se refere. Nesse caso, é denominada **vazão específica de distribuição**, ou simplesmente **vazão específica**, sendo calculada em L/s.ha ou em L/s.m, para aplicação de forma homogênea sobre área ou sobre o comprimento das tubulações que abrangem diversos usuários com consumos semelhantes. Por isso, no seu cálculo não entram as vazões pontuais relativas a consumidores singulares (grandes consumidores). Suas fórmulas de cálculo são as seguintes:

$$q_a = \frac{k_1 k_2 q\, P}{86400\, A} = \frac{Q_D}{A} \qquad (14.2)$$

$$q_m = \frac{k_1 k_2 q\, P}{86400\, L} = \frac{Q_D}{L} \qquad (14.3)$$

Na qual:

q_a: vazão específica de distribuição por área (L/s.ha);

q_m: vazão específica de distribuição por metro de tubulação ou em marcha (L/s.m);

A: superfície da área a que a vazão de distribuição se aplica (ha);

L: comprimento das tubulações de distribuição na área a que a vazão de distribuição se aplica (m);

Q_D, k_1, k_2, q e P: os mesmos significados que os discriminados para a Equação 14.1.

Exemplo 14.1

Calcular a vazão de distribuição (Q_D) e as vazões específicas de distribuição por área (q_a) e por metro de tubulação (q_m) para uma cidade de médio porte com os seguintes dados relativos ao final do alcance do projeto: área = 200 ha; população = 20.000 habitantes; consumo *per capita* médio macromedido = 200 L/hab.dia; k_1 = 1,2; k_2 = 1,5. Nessa área, os quarteirões têm dimensões de 100 m x 100 m (incluindo as larguras das ruas) e o comprimento total das tubulações iguala o das ruas, num total de 40.000 m (200 m/ha).

Solução

Q_D = 1,2 x 1,5 x 200 x 20.000 / 86.400 = 83,3 L/s
q_a = 1,2 x 1,5 x 200 x 20.000 / (86.400 x 200) = 0,417 L/s.ha
q_m = 1,2 x 1,5 x 200 x 20.000 / (86.400 x 40.000) = 0,00208 L/s.m

Exemplo 14.2

Recalcule o exemplo numérico anterior, aplicado agora a uma pequena comunidade com os seguintes dados referidos ao final do alcance do projeto: (1) população de projeto: 2.000 hab; (2) consumo *per capita* médio macromedido = 100 L/hab.dia; (3) número máximo de horas de funcionamento das unidades de produção = 16 h; (4) k_1 = 1,2; (5) k_2 = 1,5; (6) área de projeto = 40 ha; (7) extensão total de ruas = 8.000 m (200 m/ha - quarteirão predominante: 100 m x 100 m).

Solução

Toda rede de distribuição deve funcionar 24 h por dia. Assim sendo, o fato de as unidades de produção funcionarem por um período inferior a 24 h por dia não altera as fórmulas básicas de cálculo de vazões para a rede de distribuição, cabendo ao reservatório de distribuição compatibilizar os diferentes regimes de funcionamento das unidades de produção e da rede de distribuição. Tem-se, então:

Q_D = 1,2 x 1,5 x 100 x 2.000 / 86.400 = 4,17 L/s
q_a = 1,2 x 1,5 x 100 x 2.000 / (86.400 x 40) = 0,104 L/s.ha
q_m = 1,2 x 1,5 x 100 x 2.000 / (86.400 x 8.000) = 0,000521 L/s.ha

14.4 Delimitação da área a ser abastecida

A delimitação da área a ser abastecida é feita na respectiva planta topográfica, que pode ser completa, no caso de comunidades maiores, ou simplificada,[1] no caso de comunidades de pequeno porte. Sua escala deve ser tal que não resulte número exagerado de plantas, permitindo fácil visão da área como um todo. Para cidades grandes, é comum a escala de 1:5.000. Já para comunidades menores, a escala mais indicada é a de 1:2.000.

[1] Por levantamento planialtimétrico simplificado entende-se aquele que, por abranger áreas de dimensões reduzidas e de reduzida complexidade — como costuma ocorrer em pequenas comunidades —, pode prescindir de alguns elementos como curvas de nível (a serem substituídas por cotas de cruzamentos e de pontos notáveis) e detalhes mais elaborados de singularidades que não são importantes nesse tipo de comunidade.

A área a ser delimitada deve incluir todos os arruamentos existentes e as áreas de expansão previstas para serem ocupadas dentro do alcance do projeto, em consonância com a legislação de uso e ocupação do solo para as localidades que disponham desse importante documento legal de planejamento urbano. Nos casos em que inexista tal legislação, devem ser consideradas como áreas de expansão aquelas que sinalizem a possibilidade de serem ocupadas dentro do alcance do projeto.

É importante observar que geralmente os limites da área de projeto — e também de suas áreas específicas, a serem definidas no próximo item — não devem situar-se sobre arruamentos, visto que costumam existir imóveis dos dois lados das ruas, avenidas e vielas. É mais correto que tais limites sejam localizados no interior dos quarteirões, na linha que delimita os lotes que se voltam para essas mesmas ruas, avenidas ou vielas extremas (ver Figura 14.2).

14.5 Delimitação das áreas com mesma densidade populacional ou com mesma vazão específica

Dentro do perímetro maior que é a área de projeto (delimitada conforme o item anterior), devem ser definidos os contornos das diferentes áreas específicas, segundo o tipo de ocupação prevista (residencial, comercial, industrial ou especial) e os respectivos adensamentos populacionais ou ocupacionais ou, ainda, de acordo com as correspondentes vazões específicas, para o que os dados do setor comercial do serviço de água existente devem ser criteriosamente considerados.

Contudo, deve ser ressaltado que, no caso de pequenas comunidades, costuma ser adequada a adoção de um único tipo de ocupação, ou seja, uma mesma densidade populacional e uma única vazão específica. Isto por não existirem, em comunidades de pequeno porte, nem áreas de dimensões significativas com ocupações distintas, nem com consumos de água diversificados.

Para a maioria das áreas formais das cidades brasileiras (excluindo as favelas das grandes cidades, em que as densidades populacionais variam de 150 a 1.000 hab/ha), são aplicáveis as densidades populacionais indicadas na Tabela 14.1.

Tabela 14.1 - Densidades demográficas observadas em áreas urbanas comuns

Tipos de ocupação	Densidade demográfica (hab/ha)
Zonas suburbanas ou semirurais	10 a 25
Áreas urbanas periféricas ou de residências de luxo	25 a 50
Zona residencial popular e setores de habitação de classe média	50 a 75
Setores de casas geminadas de 1 a 2 pavimentos	75 a 100
Setores de casas geminadas de 2 a 3 pavimentos	100 a 150
Setores de edifícios de apartamentos de 3 a 5 pavimentos	150 a 250
Setores de edifícios de apartamentos de 5 a 15 pavimentos	250 a 800
Zonas comerciais	50 a 150
Zonas industriais	25 a 75

Fonte: PUPPI (1981)

Na região metropolitana de São Paulo, são adotadas as densidades demográficas de saturação e as extensões médias de arruamentos apresentadas na Tabela 14.2.

No caso de existir legislação de uso e ocupação do solo ou estudos específicos a esse respeito para a cidade ou área em consideração, deve-se considerar as densidades populacionais indicadas nesses documentos oficiais.

Em cidades maiores, em que o consumo médio *per capita* de água varie significativamente de uma área para outra, o dimensionamento da rede de distribuição fica mais prático se as áreas forem identificadas não mais pelas suas diferentes densidades populacionais, mas sim pelas suas diferentes vazões específicas de distribuição por área (q_a). É o que se denomina de **área específica da rede de distribuição**, assim entendida a área de características próprias de ocupação, concentração demográfica e categoria de consumidor de água (ABNT, 1994).

A vantagem de trabalhar com áreas específicas de rede de distribuição torna-se ainda maior se a cidade possuir áreas industriais e áreas comerciais que incluam poucas unidades residenciais — e apresentem consumos de água consideráveis — as quais, por isso mesmo, não são mais referidas a habitantes, mas ao consumo de água que aí ocorre, quantificado em litros por segundo e por hectare. Por exemplo, para distritos industriais normais é usual adotar-se, no Brasil, a vazão específica de 1 a 2 L/s.ha.

Tabela 14.2 - Densidades demográficas de saturação e extensões médias de arruamentos adotadas na região metropolitana de São Paulo

Características urbanas dos bairros	Densidade demográfica de saturação (hab/ha)	Extensão média de arruamento (m/ha)
Bairros residenciais de luxo com lote padrão de 800 m²	100	150
Bairros residenciais médios com lote padrão de 450 m²	120	180
Bairros residenciais populares com lote padrão de 250 m²	150	200
Bairros mistos residencial-comercial da zona central, com predominância de prédios de 3 a 4 pavimentos	300	150
Bairros residenciais da zona central, com predominância de prédios de 10 a 12 pavimentos	450	150
Bairros mistos residencial-comercial--industrial da zona urbana, com predominância de comércio e indústrias artesanais e leves	600	150
Bairros comerciais da zona central com predominância de edifícios de escritório	1.000	200

Fonte: TSUTYA (2004)

É interessante observar que uma densidade populacional, relativa a uma determinada área, pode ser facilmente transformada em vazão específica de distribuição por área, se for conhecido o consumo médio *per capita* prevalecente nessa mesma área. A transformação é feita pela seguinte fórmula, derivada da Equação 14.2, observando que a densidade populacional (D), expressa em hab/ha, é o resultado da divisão da população (P) residente numa dada área pela superfície (A) dessa mesma área (D = P/A):

$$q_a = \frac{k_1 k_2 q\ P}{86.400\ A} = \frac{k_1 k_2 q\ D}{86.400} \qquad (14.4)$$

Ou seja, ao identificar uma área pela sua vazão específica de distribuição por área, utiliza-se um parâmetro que associa, num mesmo valor, a densidade populacional e o consumo médio *per capita* verificados nessa mesma área.

Com base nessa sistemática, a área objeto do Exemplo 14.1, que apresenta densidade populacional de 100 hab/ha (resultado da divisão de sua população de 20.000 habitantes pela área de projeto, igual a 20 ha, e correspondendo à ocupação com casas geminadas de um e dois pavimentos, conforme Tabela 14.1) pode ser facilmente referida à sua vazão específica de distribuição por área, calculada diretamente pela Equação 14.4 que se segue:

q_a = 1,2 x 1,5 x 200 x 100 / 86.400 = 0,417 L/s.ha (o mesmo valor calculado no Exemplo 14.1)

O ato de identificar áreas homogêneas pelas suas vazões específicas de distribuição por área é particularmente conveniente quando as cidades dispõem de setores de medição de vazão bem planejados e com boa análise e cruzamento dos dados de vazão obtidos por meio de macro e micromedidores.

Após a delimitação das áreas com diferentes densidades ou vazões específicas, devem ser localizados os consumidores singulares e suas respectivas vazões de consumo. Por consumidor singular entende-se aquele que, ocupando parte de uma área específica, apresenta consumo de água significativamente maior que o produto da vazão específica da área onde ele se situa pela área por ele ocupada.

Não deve ser esquecido que a totalização das subáreas e de suas vazões deve reproduzir a população total de projeto definida na projeção populacional e, com a inclusão das vazões dos consumidores singulares, ser compatível com a vazão de fim de plano adotada para o dimensionamento das unidades de produção do sistema como um todo.

No Exemplo 14.11, as áreas foram individualizadas por suas vazões específicas de distribuição por área.

14.6 Análise das instalações de distribuição de água existentes

Quando na área de projeto existirem instalações de rede de distribuição anterior, deve-se proceder à análise criteriosa de como tais instalações podem ser integradas no novo projeto em elaboração. Essa é uma atividade extremamente importante, pelos seus reflexos na redução de custo da implantação do novo sistema. Contudo, é indispensável lembrar — conforme consta inclusive do item 5.5.2 da NBR 12.218 (ABNT, 1994) — que as partes aproveitáveis da rede existente devem atender à referida norma ou a ela adaptar-se, mediante alterações ou complementações. Implícito nessa recomendação está a verificação também das condições de garantia da qualidade da água, o que é particularmente crítico para tubulações muito antigas em que se tenham formado incrustações que favoreçam a deterioração da qualidade da água. Para tubulações em que esse problema seja particularmente grave, poderá se tornar necessária a reabilitação de sua superfície interna, para o que existem técnicas viáveis em se tratando de tubulações de maiores diâmetros. Já para as tubulações de diâmetros reduzidos, em que essa operação de limpeza e de recomposição internas não seja possível, poderá se impor a sua substituição.

Maiores informações sobre como elaborar e documentar os estudos de aproveitamento de unidades existentes constam no capítulo 3. O fiel cumprimento dessa sistemática é requisito considerado indispensável pelos órgãos nacionais e internacionais que financiam obras de abastecimento de água.

14.7 Estabelecimento das zonas de pressão e localização dos reservatórios de distribuição

Para funcionar adequadamente, a rede de distribuição deve estar sujeita a uma pressão mínima e a uma pressão máxima. A pressão mínima tem por finalidade vencer os desníveis topográficos e as perdas de carga no ramal predial e nas tubulações internas dos prédios abastecidos, de modo a garantir que a água chegue até o reservatório predial padrão, ou seja, aquele instalado no piso ou no teto de prédio de no máximo dois pavimentos. Interessa neste caso a denominada **pressão dinâmica mínima**, entendida como a pressão referida ao nível do eixo da via pública, em determinado ponto da rede, sob condição de utilização no dia e hora de maior consumo e com a ocorrência do nível mínimo de água no respectivo reservatório de distribuição.

Já a não superação da pressão máxima destina-se a garantir a integridade dos tubos, conexões e válvulas utilizadas nas instalações prediais (que possuem uma pressão limite a que podem estar sujeitas) e também a reduzir as perdas de água nas tubulações da rede de distribuição e nos ramais prediais (as perdas de água em tubulações defeituosas ou com furos devido à corrosão variam com a raiz quadrada da pressão reinante nas tubulações). Neste caso, a pressão de interesse é a denominada **pressão estática máxima**, definida como a pressão referida ao nível do eixo da via pública, em determinado ponto da rede, sob condição de consumo nulo e com a ocorrência do nível máximo de água no respectivo reservatório de distribuição.

No Brasil, a NBR 12.218 da ABNT (1994) estabelece em 100 kPa (aproximadamente 10 mca) a pressão dinâmica mínima em redes públicas de distribuição de água, e em 500 kPa (aproximadamente 50 mca) a pressão estática máxima, com as seguintes ressalvas:

> 5.4.1.2 Os valores da pressão estática superiores à máxima e da pressão dinâmica inferiores à mínima podem ser aceitos, desde que justificados técnica e economicamente.

> 5.4.2 Trechos de condutos principais que não abastecem consumidores ou tubulações secundárias não estão sujeitos aos limites da pressão estabelecidos em 5.4.1, mas devem ser verificados quanto à estabilidade estrutural e à segurança sanitária.

Não obstante essas ressalvas, todo o esforço deve ser feito para que as pressões reinantes na rede de distribuição estejam dentro dos limites de 10 e 50 mca, visando sobretudo a redução das perdas de água. As exceções devem corresponder a situações muito especiais, a serem devidamente justificadas, não devendo abranger áreas de extensão significativa.

Assim sendo, após a delimitação da área de projeto, a primeira providência a se adotar para a elaboração do projeto de uma rede de distribuição de água é o estabelecimento das suas zonas de pressão, assim entendidas as áreas decorrentes da subdivisão feita na área de projeto para que as respectivas pressões estática e dinâmica obedeçam aos limites indicados acima.

Para tanto, há que se dispor da planta topográfica da área de projeto, dotada preferivelmente de curvas de nível de metro em metro, sobretudo quando se tratar de área de maior dimensão, em que simples pontos cotados não permitam a fácil visualização de todo o conjunto.

Se a diferença entre a maior e a menor cota altimétrica da área de projeto (área com abastecimento) for inferior a aproximadamente 40 m, haverá apenas uma zona de pressão. Se essa diferença for maior do que 40 m, haverá a necessidade de mais de uma zona de pressão, sendo que para cada diferença de aproximadamente 40 m haverá a necessidade de uma zona de pressão. E por que não a cada 50 m? Porque, à diferença altimétrica máxima de 40 m, há que se somar pelo menos mais 10 m relativos à pressão dinâmica mínima que deve existir em todo ponto abrangido pela zona de pressão, chegando-se assim aos 50 mca (40 mca + 10 mca = 50 mca) de pressão estática máxima estabelecidos pela norma, conforme ilustrado na Figura 14.1.

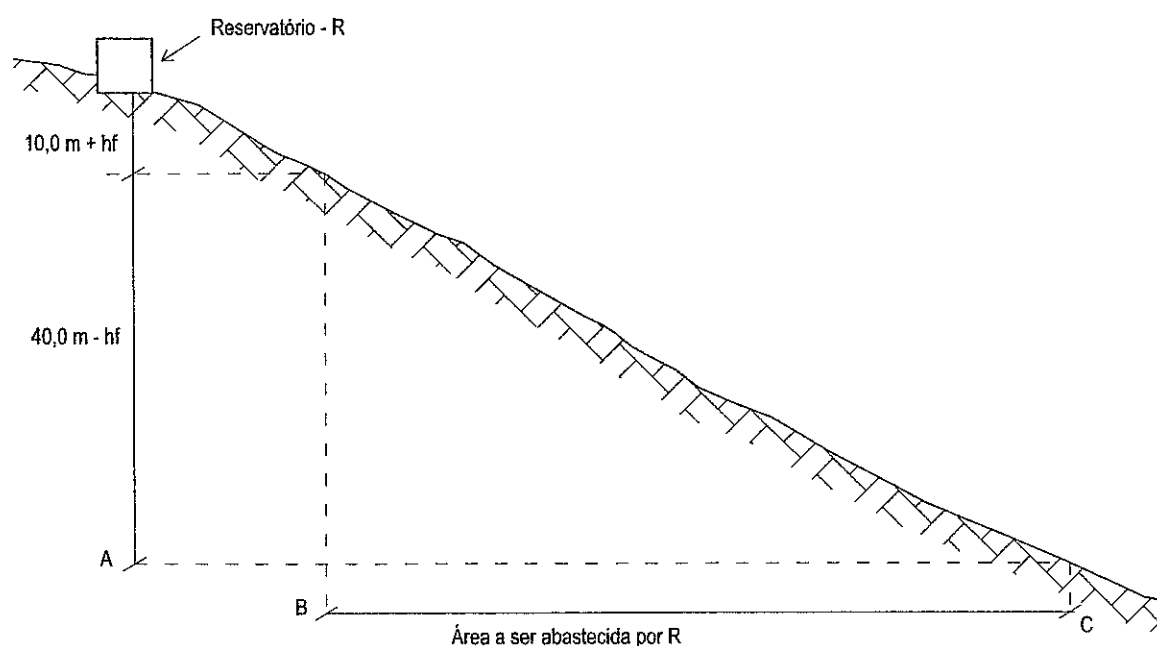



Figura 14.1 - Definição das zonas de pressão

Ainda a respeito da Figura 14.1, deve ser observado que, se a área relativa ao trecho A-B for ocupada, haverá a necessidade de um outro reservatório para abastecê-la com a pressão dinâmica mínima de 10 mca. Isto poderá ser feito por um reservatório elevado junto ao reservatório apoiado em A ou, se a topografia do terreno permitir, por intermédio de um outro reservatório apoiado situado em área com cota altimétrica pelo menos 10 m superior à do terreno em A e não muito afastada deste, conforme comentado com mais detalhes adiante.

Não se deve pensar, contudo, que o estabelecimento das zonas de pressão é um problema meramente matemático, a ser resolvido pela divisão, por 40 m, da diferença entre as cotas altimétricas extremas da área a ser abastecida, como referido em parágrafo anterior. Na verdade, deve-se levar em conta também a escolha dos locais para a implantação dos reservatórios de distribuição, à qual cabe, em cada zona de pressão, comandar as pressões que nela irão prevalecer. E na escolha do local para implantação dos reservatórios, outros fatores também devem ser considerados, quais sejam:

- a localização mais próxima possível dos reservatórios aos respectivos centros de massa de consumo de água;
- as características topográficas e geológicas do terreno onde serão implantados, o qual, para não onerar excessivamente o custo da obra de implantação, não deve ser nem muito inclinado ou acidentado, nem constituído por solo rochoso ou pouco consistente;

- a localização, capacidade e estado de conservação dos reservatórios existentes, para possível aproveitamento no novo sistema;
- maior custo dos reservatórios elevados.

Assim sendo, a amplitude altimétrica das zonas de pressão não precisa ser uniformemente distribuída. Uma zona poderá ter a amplitude, por exemplo, de 37 m de desnível geométrico, enquanto que a amplitude da outra poderá ser de 31 m. Tudo dependerá da localização dos reservatórios existentes que sejam aproveitáveis e dos terrenos mais adequados para a implantação dos novos reservatórios de distribuição que se façam necessários.

Em se tratando de reservatório apoiado no terreno, este deverá ser posicionado em local dotado de cota altimétrica que supere em, no mínimo, 10 m a cota do terreno mais elevado da zona de pressão que ele irá abastecer, a fim de garantir a pressão dinâmica mínima de 10 mca (na verdade, essa diferença entre cotas altimétricas deve ser de 10 m mais a perda de carga que irá ocorrer entre o reservatório e o terreno mais elevado que ele irá abastecer), como se mostrou na Figura 14.1.

Se houver prédios a abastecer na área localizada entre a curva de nível que passa pelo terreno do reservatório apoiado e aquela situada a pelo menos 10 m abaixo desta última, então o abastecimento dessa área ficará por conta do reservatório da zona de pressão imediatamente acima (ver Figura 14.1). Caso não haja outra zona de pressão superior ou não exista terreno relativamente próximo com cota altimétrica e com condições geotécnicas e topográficas favoráveis, será necessário prever um reservatório elevado para o atendimento dessa área. Neste último caso, o reservatório elevado costuma ficar no mesmo terreno do reservatório apoiado correspondente (seu fuste deverá ter, então, altura de aproximadamente 10 m). Nos Exemplos 14.3 e 14.4, essa questão pode ser entendida concretamente, inclusive no que se refere à determinação do volume de cada reservatório.

Exemplo 14.3

Escolher o local e o tipo de reservatório (apoiado ou elevado) para atender à vila cuja planta topográfica está apresentada na Figura 14.2. Considerar como área de projeto aquela dotada de arruamentos. A densidade populacional de projeto é de 240 hab/ha, relativa à ocupação com prédios pequenos de apartamentos, predominando dois pavimentos.

Solução

- Cotas altimétricas extremas e desnível altimétrico total na área de projeto:

  Conforme o enunciado deste exemplo, a área de projeto é aquela onde existem arruamentos. Nessa área, têm-se:

  - maior cota altimétrica: 846 m (na praça, ao lado do campo de futebol);
  - menor cota altimétrica: 818 m (no prolongamento da rua 4).

  Donde: $\Delta Hg = 846 - 818 = 28\ m$

- Definição do número de zonas de pressão e escolha do local do reservatório:

  À primeira vista, sendo ΔHg = 28 m < 40 m, seria indicada apenas uma zona de pressão. O local para o posicionamento do reservatório ficaria no terreno com cota altimétrica de 846 m, no interior do quarteirão destinado à praça.

  Porém, como existem prédios a abastecer em área bem próxima e ao redor do reservatório, praticamente com a mesma cota que a do terreno escolhido para a localização deste último, a adoção de apenas uma zona de pressão exigiria que esta fosse totalmente abastecida a partir de um reservatório elevado, em face da inexistência de terreno favorável à implantação de outro reservatório apoiado, em cota altimétrica suficiente para abastecer a área de interesse.

  Outra solução possível seria limitar a área a ser abastecida pelo reservatório elevado àquela que não pudesse ser abastecida por um reservatório apoiado localizado no mesmo terreno com cota igual a 846 m. Essa área é toda aquela que se situa abaixo da curva de nível de 835 m, abrangendo 6,4 ha do espaço destinado a habitações (68% da área total com essa finalidade), ou seja, uma superfície considerável por abrigar 68% da população total da vila (para toda a área está prevista uma única densidade populacional de projeto).

  Nesta segunda alternativa, tem-se, portanto, dois reservatórios, um apoiado e um elevado, ambos localizados no terreno com cota 846 m, na praça que fica ao lado do campo de futebol, sendo que:

  - o reservatório apoiado abasteceria a área situada abaixo da curva de nível de 835 m, que inclui 68% da população de projeto;

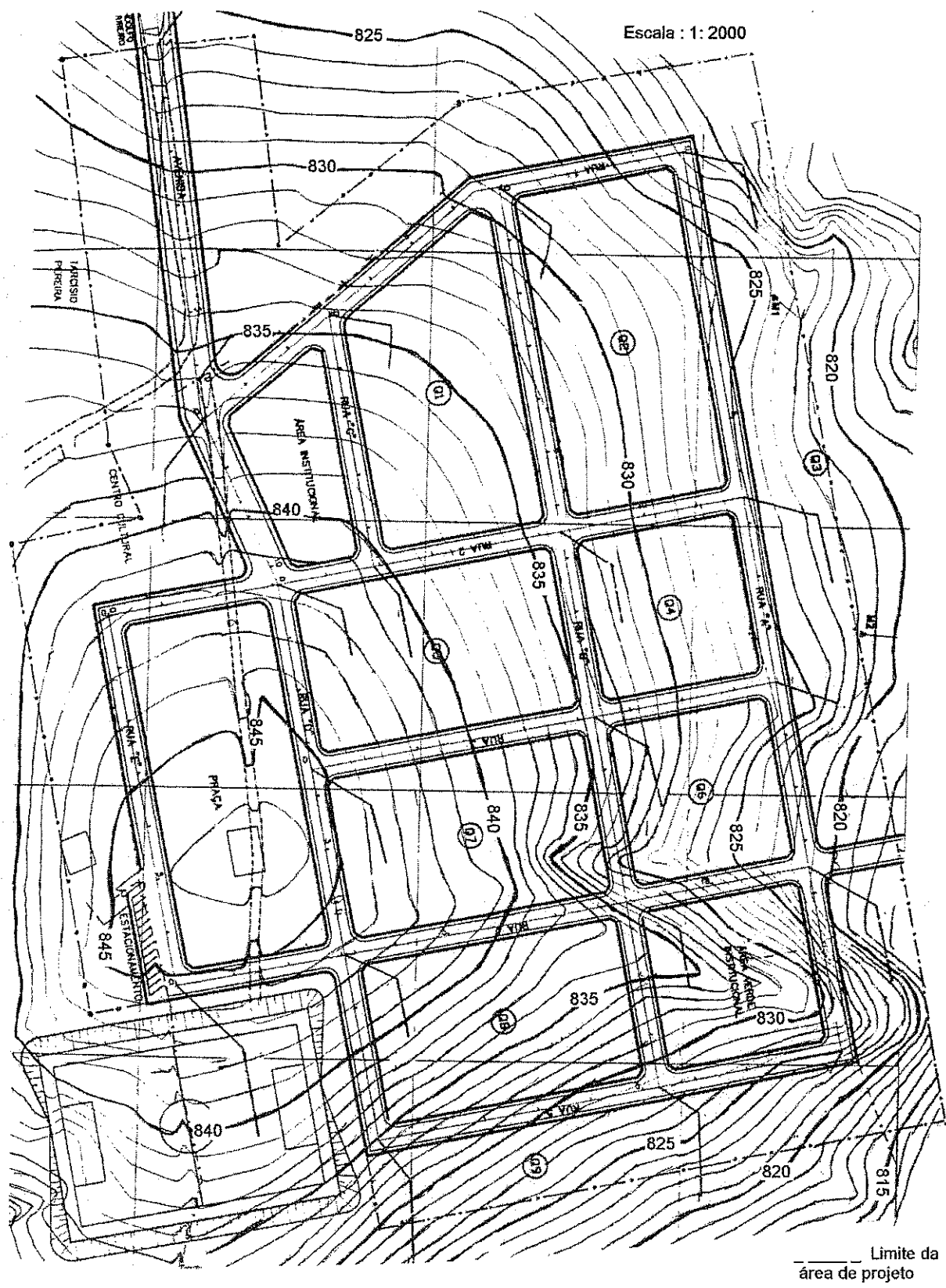



Figura 14.2 - Planta topográfica da vila objeto do Exemplo 14.3

- o reservatório elevado atenderia à área situada acima da curva de nível de 835 m, que responde por 32% da população de projeto;
- a adução seria realizada até o reservatório apoiado, devendo haver uma estação elevatória para transferir água do reservatório apoiado até o elevado.

Esta segunda alternativa será tanto mais interessante sob o ponto de vista econômico quanto maior for a densidade populacional da vila em questão, ou seja, quanto maior for o volume de reservação elevada necessário, pois, como se discute no próximo item, não é econômica a adoção de reservatório elevado com grande volume de reservação (superior a mais ou menos 500 m³). Quando isto ocorre, o volume total da reservação elevada é subdividido entre reservatórios elevado e apoiado, ficando a maior parte do volume no reservatório apoiado e funcionando as duas unidades em conjunto. E já que haveria a necessidade desses dois tipos de reservatórios, a solução com duas zonas de pressão impõe-se com maior clareza. E haveria ainda a considerar a economia de energia elétrica que a segunda alternativa possibilitaria, ao evitar que o significativo volume demandado pela zona baixa tivesse de ser bombeado até o reservatório elevado antes de ser distribuído, no caso de haver apenas uma zona de pressão.

Caso a população da vila seja pequena, a primeira alternativa poderia ser a escolhida, visto que deixaria de ser significativa a economia a ser obtida com a adoção de duas zonas de pressão. E sob o ponto de vista operacional, a solução com apenas um reservatório seria vantajosa neste caso. No próximo exemplo numérico, apresenta-se o cálculo do volume dos reservatórios apoiado e elevado referidos acima.

14.8 Volume e níveis de água dos reservatórios de distribuição

Quando o reservatório for apoiado e não estiver conjugado a reservatório elevado, seu volume é função da quantidade de água demandada em sua área de influência, sendo o seu cálculo feito conforme critérios apresentados no capítulo 13.

Se o reservatório tiver de ser elevado e o volume demandado pela sua área de influência for significativo (maior que 500 m³, aproximadamente), pode-se tornar economicamente vantajoso subdividir o seu volume de reservação, ficando parte deste no reservatório elevado e a outra parte em reservatório apoiado. Este último funcionaria, então, em conjunto com o elevado, sendo utilizada uma elevatória de água para bombear água do reservatório apoiado para o elevado.

Na alternativa supracitada, o volume do reservatório elevado é estabelecido de modo a evitar frequência excessiva de partidas e paradas das bombas e de modo a garantir reserva mínima em cota elevada para possíveis interrupções no fornecimento de energia elétrica (durante 30 minutos ou mais). Tem sido usual no Brasil atribuir ao reservatório elevado volume variando de 10% a 20% do volume de reservação total demandado na sua área de influência, ficando o volume restante armazenado no reservatório apoiado, que funciona conjugado ao elevado (Martins, 1976).

Quando se utiliza reservatório elevado conjugado com reservatório apoiado, a vazão a ser recalcada do reservatório apoiado para o reservatório elevado (Q_E) deve ser, logicamente, maior que a vazão do dia de maior consumo (Q_{DMC}) relativa à área abastecida pelo reservatório elevado, e menor ou igual à vazão da hora de maior consumo (Q_{HMC}) relativa à mesma área. Seu cálculo pode ser feito, de forma simplificada, pelas seguintes equações de interpolação, sendo V_Z o volume total de reservação necessário para a área em consideração e V_E o volume adotado para o reservatório elevado:

$$Q_E = Q_{DMC}\,(1+\lambda) \qquad \lambda = 0{,}5\,(V_Z - V_E)\,/\,V_Z \qquad (14.5)$$

Observe-se que, na equação acima, para $V_E = V_Z$ (ou seja, toda a reservação necessária ficando no reservatório elevado), $\lambda = 0$ e, portanto, Q_E fica igual a Q_{DMC}. E para $V_E \approx 0$ (valor desprezível em relação a V_Z, ou seja, toda a reservação necessária ficando praticamente no reservatório apoiado ou semienterrado), $\lambda = 0{,}5$ e, portanto, $Q_E = 1{,}5\ Q_{DMC}$. É fácil perceber que ambos os resultados são absolutamente lógicos, o que atesta a coerência das Equações 14.5. No Exemplo 14.4, é apresentada uma aplicação prática desse método de cálculo.

No caso de pequenas comunidades ou de áreas com populações reduzidas (menor que 5.000 habitantes) em que, por força de condições topográficas haja uma única zona de pressão a ser comandada por reservatório elevado, costuma-se aceitar, por razões econômicas, a utilização de um único reservatório, elevado, sendo o dimensionamento do seu volume feito à base de um quinto (1/5) do volume de consumo de água no dia de maior consumo na área em consideração. Ou seja, nessa situação especial, o reservatório elevado é dimensionado para cumprir apenas a função de volante (para compensar a variação de consumo ao longo do dia), conforme proposto por Azevedo Netto *et al.* (1998), dispensando-se as demais parcelas que normalmente compõem o volume de reservação.

No que concerne aos níveis de água no interior dos reservatórios de distribuição, são dois os níveis relevantes para o dimensionamento da rede de distribuição:

- nível de água máximo, o qual é usado para a verificação da pressão estática nos pontos de interesse da rede de distribuição, sendo a pressão estática máxima calculada em relação ao ponto mais baixo da área em que se faça a distribuição de água;
- nível de água mínimo, utilizado para o cálculo das pressões dinâmicas mínimas nos pontos de interesse da rede de distribuição, conforme definido no item 14.7.

A exemplo do que se apresenta em outro capítulo deste livro, os modelos matemáticos de simulações hidráulicas para redes de distribuição, aplicáveis com a utilização de computador, possibilitam cálculos mais exatos, e em tempo real, para os volumes dos reservatórios e seus níveis críticos de água referidos acima.

Exemplo 14.4

Complementar o Exemplo 14.3, calculando os volumes dos reservatórios para a alternativa com duas zonas de pressão, com os seguintes dados para o alcance do projeto: (1) densidade populacional: 240 hab/ha (típica das áreas mais adensadas de cidades médias — ver Tabela 14.1); (2) consumo *per capita* médio de água: 250 L/hab.dia; (3) k_1 = 1,2; (4) k_2 = 1,5.

Solução

- Áreas a abastecer

  A alternativa com duas zonas de pressão, discutida no Exemplo 14.3, abrange as seguintes áreas, calculadas a partir da Figura 14.2:
  - áreas destinadas a habitações:
    zona alta (acima da curva de nível 835 m): 3,0 ha
    zona baixa (abaixo da curva de nível 835 m): 6,4 ha
  - áreas destinadas à praça e a finalidades institucionais:
    zona alta (acima da curva de nível 835 m): 1,8 ha
    zona baixa (abaixo da curva de nível 835 m): 0,5 ha
  - área total: 11,7 ha

- População de projeto

  zona alta: 3,0 ha x 240 hab/ha = 720 hab
  zona baixa: 6,4 ha x 240 hab/ha = 1.536 hab
  população total = 2.256 hab

- Vazões de projeto
  - no dia de maior consumo (Q_{DMC}):
    zona alta: 720 x 250 x 1,2/ 86.400 = 2,50 L/s
    zona baixa: 1.536 x 250 x 1,2/ 86.400 = 5,33 L/s
    total = 7,83 L/s
  - na hora de maior consumo (Q_{HMC}):
    zona alta: 720 x 250 x 1,2 x 1,5/ 86.400 = 3,75 L/s
    zona baixa: 1.536 x 250 x 1,2 x 1,5/ 86.400 = 8,00 L/s
    total = 11,75 L/s

- Volumes de água demandados no dia de maior consumo (V_{DMC})

  zona alta: 720 x 250 x 1,2 = 216.000 L = 216 m^3
  zona baixa: 1.536 x 250 x 1,2 = 460.800 L = 461 m^3

- Volumes de reservação necessários (V_R)

  Admitindo que a localidade em questão não disponha de estudos específicos para a determinação dos volumes de reservação, estes serão calculados como iguais a 1/3 do volume de água consumido no dia de maior consumo. Donde:

  para zona alta: V_{RZA} = 1/3 x 216 m^3 = 72 m^3
  para zona baixa: V_{RZB} = 1/3 x 461 m^3 = 154 m^3
  total: V_{RT} = 226 m^3

- Volume dos reservatórios

  Em função da topografia da área da vila, torna-se necessário um reservatório elevado para a zona alta. O volume de reservação demandado por essa zona de pressão, 72 m^3 (conforme tópico anterior), não é excessivo para um reservatório elevado. Assim sendo, a solução para este quesito, usando volumes padronizados, poderia ser:

  volume do reservatório elevado: V_E = 75 m^3
  volume do reservatório apoiado: V_A = 150 m^3

  Porém, para exercitar o processo de minimização do volume do reservatório elevado — que é fundamental quando o volume demandado pela área de influência do reservatório elevado atinge valores acima de aproximadamente 500 m^3 —, segue-se o critério visto na parte conceitual deste item:

  - Volume do reservatório elevado:

    A indicação econômica é que ele seja de 10% a 20% do volume de água demandado no dia de maior consumo em sua área de influência (cf. início do item 14.8). Logo:

    V_E = 20% x 216 m^3 = 43,2 m^3 $\Rightarrow$ Adotado volume padrão de 50 m^3

    Autonomia do reservatório elevado de 50 m^3, na hora de maior consumo:

    t = 50.000 L ÷ 3,75 L/s ÷ 3.600 s/h = 3,7 h (maior que 0,5 h $\Rightarrow$ OK)

  - Volume do reservatório apoiado

    $V_A = V_R - V_E$ = 226 m^3 - 50 m^3 = 176 m^3 $\Rightarrow$ Adotado volume padrão de 200 m^3

    Ou seja, o reservatório apoiado incluirá 25 m^3 (75 m^3 - 50 m^3 = 25 m^3) do volume de reservação da zona alta, a ser transferido ao reservatório elevado por meio de uma pequena estação elevatória a ser implantada entre os dois reservatórios.

- Vazão a ser recalcada do reservatório apoiado para o reservatório elevado (Q_E)

  Usando as Equações (14.5):

  Para $V_E = 75\ m^3$

  $\lambda = 0,5\ (V_{ZA} - V_E)\ /\ V_{ZA} = 0,5(75\text{-}75)/\ 75 = zero$

  $Q_E = Q_{DMC/ZA}\ (1 + \lambda) = Q_{DMC/ZA} = 2,50\ L/s$

  Para $V_E = 50\ m^3$

  $\lambda = 0,5\ (V_{ZA} - V_E)\ /\ V_{ZA} = 0,5(75\text{-}50)/\ 75 = 0,17$

  $Q_E = Q_{DMC/ZA}\ (1 + \lambda) = Q_{DMC/ZA}\ (1 + 0,17) = 1,17 \times 2,50 = 2,93\ L/s$

Exemplo 14.5

Calcular os volumes dos reservatórios de distribuição para a mesma vila da Figura 14.2, porém considerando-a como uma pequena comunidade, com os seguintes dados para o alcance do projeto: (1) densidade populacional: 60 hab/ha (casas isoladas, com lotes médios e pequenos); (2) consumo *per capita* médio macromedido: 100 L/hab.dia; $k_1 = 1,2$ e $k_2 = 1,5$.

Solução

Será adotado o mesmo roteiro de cálculo do Exemplo 14.4.

- População de projeto

  zona alta: 3,0 ha x 60 hab/ha = 180 hab
  zona baixa: 6,4 ha x 60 hab/ha = 384 hab
  população total = 564 hab

- Vazões de projeto
  - no dia de maior consumo (Q_{DMC}):
    zona alta: 180 x 100 x 1,2 / 86.400 = 0,25 L/s
    zona baixa: 384 x 100 x 1,2 / 86.400 = 0,53 L/s
    total = 0,78 L/s
  - na hora de maior consumo (Q_{HMC}):
    zona alta: 180 x 100 x 1,2 x 1,5 / 86.400 = 0,37 L/s
    zona baixa: 384 x 100 x 1,2 x 1,5 / 86.400 = 0,80 L/s
    total = 1,17 L/s

- Volumes de água demandados no dia de maior consumo (V_{DMC})

  zona alta: 180 x 100 x 1,2 = 21.600 L = 21,6 m^3
  zona baixa: 384 x 100 x 1,2 = 46.080 L = 46,1 m^3
  total = 67,7 m^3

- Volumes de reservação necessários (V_R)

  zona alta: V_{RZA} = 1/3 x 21,6 m³ = 7,2 m³

  zona baixa: V_{RZB} = 1/3 x 46,1 m³ = 15,4 m³

  total: V_{RT} = 22,6 m³

Em face dos pequenos volumes de água envolvidos, torna-se mais vantajoso, técnica e economicamente (neste caso, a facilidade operacional seria o fator de maior peso), adotar-se uma única zona de pressão, a ser abastecida por um reservatório elevado (devido às condições topográficas locais), com volume igual a 1/5 do volume de água demandado no dia de maior consumo (critério de dimensionamento adotado quando se utiliza todo o volume de reservação elevado, conforme foi visto na parte conceitual deste item 14.8). Logo:

V_E = 1/5 x 67,7 m³ = 13,5 m³ ⇒ Adotado o volume padrão de 15 m³

A adução de água tratada seria feita diretamente ao reservatório elevado, com vazão igual à vazão do dia de maior consumo de toda a área, ou seja, 0,78 L/s.

14.9 Diâmetro das tubulações

Os diâmetros das tubulações utilizados numa rede de distribuição de água devem ser compatíveis, antes de tudo, com os diâmetros comerciais disponíveis no mercado. Com essa finalidade, é necessário consultar, primeiramente, os catálogos atualizados dos fabricantes de tubos, conexões, válvulas e peças especiais utilizados em redes públicas de distribuição de água.

O **diâmetro mínimo** geralmente adotado em redes de distribuição é de 50 mm, de acordo inclusive com a NBR 12.218 da ABNT (1994).[2] Contudo, em situações especiais e mediante a competente justificativa, podem-se usar tubulações com diâmetros inferiores a 50 mm, em PVC ou materiais similares para instalações prediais (por não serem sujeitas a problemas de tuberculização). São duas as situações principais em que isso tem ocorrido: (i) em áreas de densidade populacional e consumo de água baixos, como as prevalecentes em determinadas comunidades rurais e em áreas periféricas de cidades; e (ii) em linhas de distribuição localizadas e de pequena extensão, como aquelas formando alças instaladas em calçadas ou ainda em vielas no interior de quarteirões (redes condominiais). No item 14.10.5, será visto com mais detalhe o emprego de tubulações com diâmetro menor que 50 mm.

[2] Em áreas muito adensadas, como as que ocorrem na cidade de São Paulo, o diâmetro mínimo adotado é de 75 mm, para permitir distâncias razoáveis entre as tubulações tronco, como consta do item 14.10.2.

Como acontece em todo dimensionamento de tubulação, o diâmetro a adotar é função da velocidade da água, cujo valor deve situar-se entre limites, mínimo e máximo, estabelecidos com base em considerações de natureza técnica e econômica. A **velocidade mínima** é estabelecida para minimizar a corrosão interna e evitar a deposição de materiais em suspensão porventura existentes na água, inclusive os decorrentes de processos corrosivos instalados no interior das tubulações. Seu valor usual é de 0,60 m/s, como consta inclusive na NBR 12.218 (ABNT, 1994).

Já a **velocidade máxima** é estabelecida para evitar os efeitos dinâmicos nocivos associados ao escoamento da água (sobrepressões prejudiciais devidas ao golpe de aríete), ao desgaste das tubulações e respectivos acessórios por problemas de erosão, ao controle da corrosão e aos ruídos desagradáveis, assim como para permitir a limitação da perda de carga nas tubulações, fator que é muito importante em redes de distribuição de água. O valor da velocidade máxima da água em tubulações de rede de distribuição varia conforme o autor e o seu país de origem, como se mostra na Tabela 14.3.

Nessa mesma Tabela 14.3, incluem-se os valores de velocidade máxima calculada pela fórmula $V_{max} = 0{,}6+1{,}5D$ (com V em m/s e D em m), que também é referida na bibliografia especializada como adequada para o estabelecimento da velocidade máxima em redes de distribuição de água, embora conduza a valores mais conservadores, ou seja, mais reduzidos.

Tabela 14.3 - Valores máximos de velocidade da água em tubulações de rede de distribuição

D (mm)	Velocidade máxima (m/s)				
	França (L. Bonnet)	EUA (Fanning)	Itália (M. Marchetti)	São Paulo (Azevedo Netto)	Fórmula V = 0,5+1,5D
75	0,70	0,80	0,75	0,60	0,71
100	0,75	0,95	0,80	0,60	0,75
150	0,80	1,20	0,90	0,80	0,83
200	0,90	1,35	1,00	0,90	0,90
250	1,00	1,50	1,10	1,10	0,98
300	1,10	1,65	1,20	1,20	1,05
350	1,20	1,75	1,25	1,30	1,13
400	1,25	1,80	1,35	1,40	1,20
450	1,30	1,90	1,40	1,50	1,28
500	1,40	2,00	1,50	1,60	1,35
550	1,50	2,05	1,60	1,70	1,43
600	1,60	2,10	1,70	1,80	1,50
750	1,75	2,15	1,90	-	1,73
1.000	2,00	2,40	2,20	-	2,10

Fonte: AZEVEDO NETTO *et al.* (1998)

No Brasil, a NBR 12.218 (ABNT, 1994) estabelece em 3,5 m/s o valor da velocidade máxima em redes de distribuição. Porém, tendo em vista limitar sobretudo a perda de

carga nas tubulações — que varia aproximadamente com o quadrado da velocidade — muitos autores preferem estabelecer valores variáveis para a velocidade máxima, conforme seja o diâmetro da tubulação. Têm-se, assim, valores variando de 0,70 m/s para a tubulação de 50 mm de diâmetro até 2,20 m/s para tubulações com diâmetro de 1.000 mm (Azevedo Netto *et al.*, 1998, p. 224). Na Tabela 14.4, listam-se os valores da velocidade máxima preconizados pelos mesmos autores, lado a lado com as respectivas perdas de carga unitárias.

Não obstante o dimensionamento feito modernamente por meio de computadores, utilizando ao máximo as perdas de carga disponíveis, possa resultar em valores elevados para a velocidade da água em tubulações das redes de distribuição (próximos ao limite máximo de 3,5 m/s quando os desníveis topográficos são acentuados), tal procedimento deve ser encarado com prudência. É preciso lembrar que o dimensionamento de redes de distribuição é feito com base em previsões de adensamento populacional e de consumos *per capita* de água de longo prazo, que podem se alterar no transcurso do período de alcance do projeto. Assim, não é recomendável trabalhar muito próximo ao limite máximo das condições topográficas disponíveis.

Deve ser lembrado também que, sobretudo nas cidades maiores, as obras de implantação de tubulações em logradouros públicos costumam causar transtornos consideráveis à população, além de não serem baratas. Por isso, é importante que elas não sejam repetidas num mesmo local em curtos espaços de tempo, ainda que como obras de ampliação do sistema existente.

Tabela 14.4 - Limites práticos de velocidade e de vazão para tubulações de rede de distribuição

D (mm)	Velocidade máxima (V_{max})* (m/s)	Vazão máxima (Q_{max})** (L/s)	Perda de carga unitária (J) em m/100 m (C = 130)***	
			Para Q	Para Q/2
50	0,70	1,4	1,49	0,41
75	0,90	4,0	1,44	0,39
100	1,00	7,9	1,25	0,34
150	1,00	17,7	0,77	0,21
200	1,10	35	0,65	0,18
250	1,10	54	0,50	0,14
300	1,20	85	0,48	0,13
350	1,30	125	0,46	0,13
400	1,40	176	0,45	0,13
450	1,50	238	0,45	0,12
500	1,60	314	0,45	0,12
600	1,80	509	0,45	0,12
700	2,00	769	0,46	0,13
800	2,20	1.105	0,47	0,13

* Conforme AZEVEDO NETTO *et al.* (1988, p. 493)
** $Q_{max} = V_{max}.\pi D^2/4$
*** Valores pela fórmula de Hazen-Williams, com C = 130

Com base em todas essas considerações, têm sido tradicionalmente adotados limites máximos de velocidade mais prudentes para as tubulações de redes de distribuição de água, a exemplo dos valores indicados na Tabela 14.4, com base na respeitável experiência de seus autores. Deve ser observado que os diâmetros integrantes da tabela correspondem àqueles comercializados atualmente no Brasil para utilização em redes de distribuição de água.

Os valores da tabela em questão aplicam-se a situações normais. Caso a área de projeto seja muito acidentada, com valores maiores de carga hidráulica disponíveis, pode-se exceder um pouco os valores tabelados. Em situação oposta, quando a área é muito plana, com valores reduzidos de carga hidráulica disponível, pode-se usar valores inferiores aos indicados.

Também na Tabela 14.4, é interessante observar que, quanto maior o diâmetro das tubulações, tanto menor a correspondente perda de carga unitária máxima, ainda que se admitam maiores velocidades. Isto ocorre porque as tubulações de maiores diâmetros estendem-se por comprimentos muito maiores do que aquelas dotadas de menores diâmetros, devido à sua maior capacidade de vazão. E como nas redes de distribuição as cargas topograficamente disponíveis costumam ser reduzidas, é fundamental que correspondam coeficientes de perda de carga unitária menores para as tubulações de maiores comprimentos, ou seja, para as tubulações de maiores diâmetros.

14.10 Traçado dos condutos

Definidas as zonas de pressão, conforme explicado no item 14.7, o passo seguinte é o lançamento dos condutos ou tubulações da rede de distribuição na malha viária de cada zona de pressão.

A rede de distribuição de água é constituída por dois tipos de condutos:

- condutos ou tubulações secundários: tubulações de menor diâmetro, em contato direto com os prédios a abastecer, cuja alimentação é diretamente dependente dessas tubulações;
- condutos ou tubulações principais: tubulações de maior diâmetro, responsáveis pela alimentação dos condutos secundários. São também denominados tubulações tronco ou condutos mestres, e a eles corresponde o abastecimento de extensas áreas da cidade.

Basicamente, existem dois tipos de traçados para as redes de distribuição:

- rede ramificada ou em "espinha de peixe", típica de áreas que apresentam desenvolvimento linear pronunciado e em que as ruas não se conectam entre si por impedimentos topográficos ou de traçado urbano. Nesse tipo de rede, os

condutos principais são dispostos segundo a direção predominante da área, e os condutos secundários deles derivam, conforme ilustrado na Figura 14.3;

- rede malhada, típica de áreas com ruas formando malhas viárias, permitindo que as tubulações se liguem entre si pelas suas duas extremidades, conforme indicado na Figura 14.4. Esse tipo de traçado apresenta vantagens não só para o escoamento hidráulico mas também para a qualidade da água, ao permitir o permanente fluxo da água nos dois sentidos das tubulações, evitando as denominadas pontas mortas.

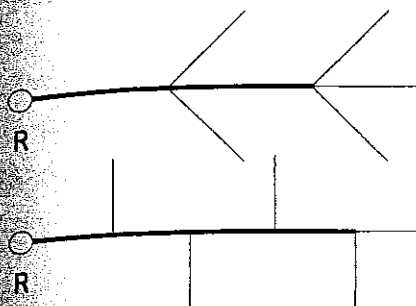



Figura 14.3 - Rede ramificada

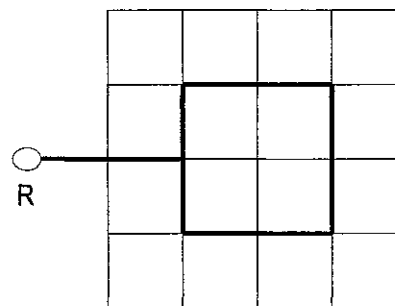



Figura 14.4 - Rede malhada

No que se refere ao traçado dos condutos principais, duas configurações se destacam:

- condutos principais em grelha, traçado característico de áreas muito estreitas ou com baixa densidade populacional, em que os condutos principais são sensivelmente paralelos entre si, ligando-se apenas em uma de suas extremidades a um outro conduto principal e apresentando diâmetros decrescentes no sentido contrário ao reservatório, como se mostra na Figura 14.5;
- condutos principais em anel, em que as tubulações principais formam circuitos fechados ou em anéis, como ilustrado na Figura 14.6. Esse tipo de traçado é característico de áreas com maiores densidades populacionais e com configuração em que as larguras dessas mesmas áreas não sejam muito reduzidas. É o traçado que apresenta maior eficiência hidráulica.

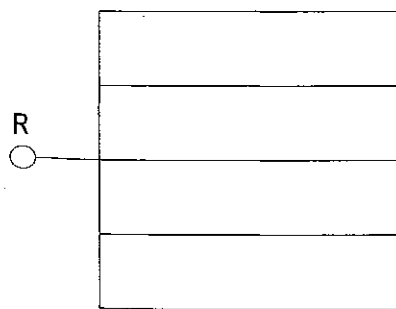



Figura 14.5 - Condutos principais em grelha

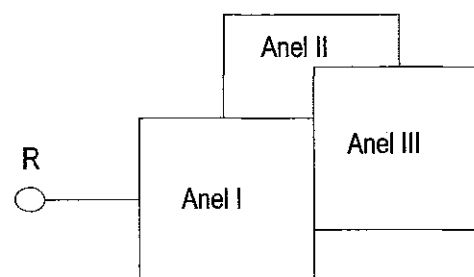



Figura 14.6 - Condutos principais em anel

A NBR 12.218 da ABNT (1994), em seu item 5.6, dá as seguintes orientações para o traçado dos condutos principais e secundários, buscando, obviamente, melhores condições de escoamento hidráulico e de garantia da qualidade da água (itens 5.6.1 e 5.6.2), melhores condições operacionais (item 5.6.3), redução de custos de implantação e de operação e também a minimização de transtornos à população (item 5.6.4):

5.6.1 Os condutos principais devem ser localizados em vias públicas, formando, preferencialmente, circuitos fechados.

5.6.2 Os condutos secundários devem formar rede malhada, podendo ou não ser interligados nos pontos de cruzamento.

5.6.3 Ao longo de condutos principais, com diâmetro superior a 300 mm, devem ser previstos condutos secundários de distribuição.

5.6.4 A rede deve ser dupla nos seguintes casos: a) em ruas principais de tráfego intenso; b) quando estudo demonstrar que a rede dupla é mais econômica.

A orientação de que os condutos principais formem preferencialmente circuitos fechados induz a que o traçado em grelha seja transformado em anel sempre que as distâncias entre as extremidades abertas de suas tubulações tronco contíguas não sejam excessivas.

Ainda com a finalidade de reduzir custos de implantação e operação, os condutos principais devem se localizar preferencialmente em:

- ruas sem pavimentação ou com pavimentação menos onerosa;
- ruas de menor intensidade de trânsito;
- proximidade de grandes consumidores;
- proximidade das áreas e de edifícios que devem ser protegidos contra incêndios.

No posicionamento das tubulações principais devem ser levadas em conta também as distâncias máximas que cada uma delas pode ter até os limites de sua área de influência, de modo que fique garantido o abastecimento desta última com a utilização de tubulações secundárias dotadas do diâmetro mínimo adequado, o qual, por sua vez, é função da densidade populacional e da vazão específica da sua área de atuação. Os métodos de cálculo dessas distâncias máximas são apresentados a seguir, para três situações típicas: (1) para área abastecida a partir de uma única tubulação tronco; (2) para área atendida por tubulações tronco dispostas em grelha; (3) para área alimentada por tubulações tronco dispostas em anel.

Em todas essas situações fica evidente que a localização das tubulações tronco no eixo de simetria de suas áreas de influência facilita o atendimento dessas distâncias máximas, além de possibilitar maior equilíbrio para a distribuição de água.

14.10.1 Distância máxima de atendimento por uma única tubulação tronco

A ocorrência de área abastecida a partir de uma única tubulação tronco é característica de áreas com dimensões limitadas e que apresentam baixos valores de densidade populacional e de vazão específica. Para essa situação, a menos que haja impedimento de ordem econômica para a sua obra de implantação (ver tópico anterior), a tubulação tronco será localizada no eixo de simetria da área a abastecer, em paralelo à maior dimensão dessa mesma área, como se mostra na Figura 14.7.

A área de influência ou área a ser abastecida por cada derivação da tubulação tronco corresponde à área hachurada na Figura 14.7. A vazão máxima (Q_S) que pode ser suprida nessa área por uma tubulação secundária conectada em um único ponto à tubulação tronco é calculada pela seguinte equação, facilmente dedutível da Figura 14.7:

$$Q_S = (d_{max} \,.\, L_p).q_a \qquad (14.6)$$

Na qual:

Q_S: vazão máxima que pode ser veiculada pela tubulação secundária (obtida da Tabela 14.4 para o diâmetro da tubulação secundária) (L/s);

d_{max}: distância máxima à tubulação tronco (hm);

L_p: dimensão do quarteirão paralela à tubulação tronco (hm);

q_a: vazão específica da área a ser abastecida (L/s.ha).

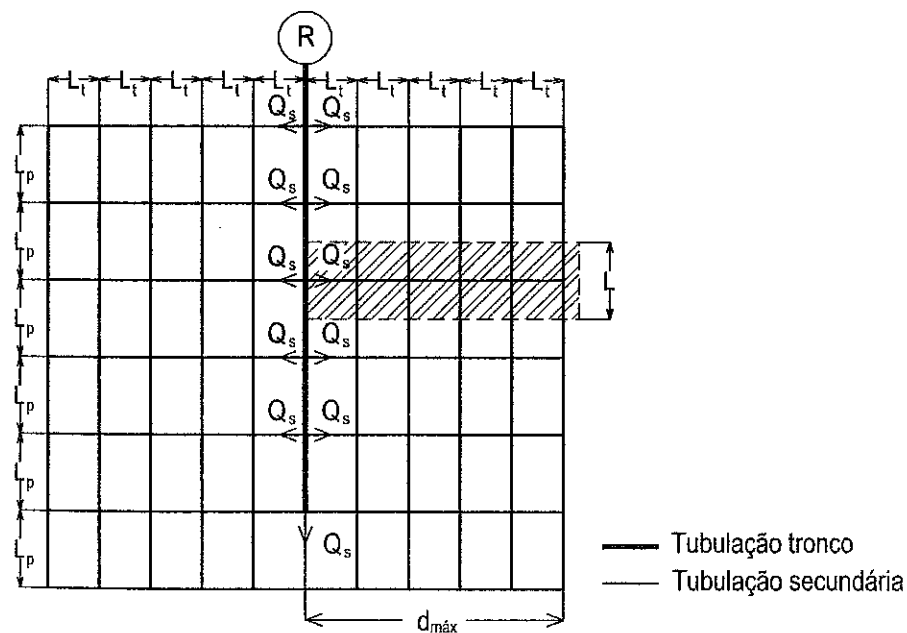



Figura 14.7 - Distância máxima de atendimento por uma única tubulação tronco

Da Equação 14.6, obtém-se a distância máxima (d_{max}), medida em hectômetros (1hm = 100 m), que deve existir entre a tubulação tronco e o ponto mais remoto que poderá ser alimentado a partir da tubulação tronco, por uma tubulação secundária interligada a esse tronco:

$$d_{max} = Q_S / (q_a \cdot L_p) \quad (14.7)$$

Como é fácil de visualizar, a fórmula acima aplica-se também para o cálculo da distância máxima de tubulações tronco formando grelha ou anel até o limite das áreas externas (ao anel ou à grelha) que lhe são adjacentes.

14.10.2 Distância máxima entre tubulações tronco formando grelha

A Figura 14.8 fornece a configuração básica para a realização desse cálculo:

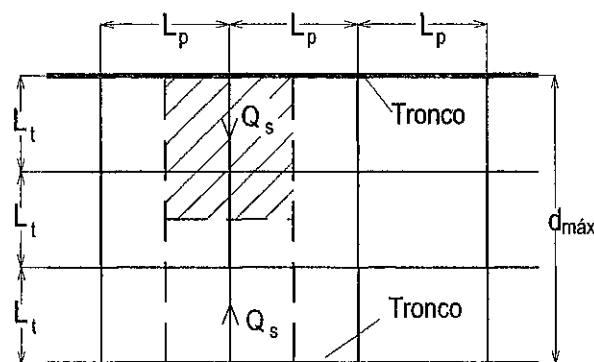



Figura 14.8 - Distância máxima entre duas tubulações tronco formando grelha

Seguindo a mesma terminologia e raciocínio semelhante ao do tópico anterior, tem-se:

$$Q_S = (L_p \cdot d_{max} / 2) \cdot q_a \quad (14.8)$$

$$d_{max} = n \cdot L_t \quad (14.9)$$

(14.9) em (14.8): $$Q_S = \frac{nL_tL_p}{2} \cdot q_a \quad (14.10)$$

Donde:

$$n = \frac{2Q_S}{L_tL_pq_a} \quad (14.11)$$

(14.11) em (14.9): $$d_{max} = \frac{2Q_S}{L_pq_a} \quad (14.12)$$

Se o valor de d_{max} for muito pequeno (inferior a 200 m) — o que implicaria tubulações tronco por demais próximas entre si —, fica caracterizada a insuficiência do diâmetro adotado para a tubulação secundária, o qual deve, por isso, ser aumentado. Isso costuma ocorrer em áreas com densidades muito elevadas (superiores a 300 hab/ha). Como já foi dito, na cidade de São Paulo o diâmetro mínimo das tubulações secundárias é de 75 mm.

14.10.3 Distância máxima entre tubulações tronco formando anel

Para este caso, tem-se a configuração básica mostrada na Figura 14.9.

Usando a mesma terminologia e raciocínio semelhante aos usados nos tópicos anteriores, exceto no que se refere às dimensões dos quarteirões, aqui denominados L_1 e L_2, conforme a Figura 14.9, tem-se:

(1) nº de derivações em cada lado: $(d/L_1 - 1)$ e $(d/L_2 - 1)$

(2) total de derivações voltadas para o interior do anel:
$2\ (d/L_1 - 1 + d/L_2 - 1) = 2\ (d/L_1 + d/L_2 - 2)$

(3) vazão total máxima que pode alimentar a área interna do anel:
$2\ (d/L_1 + d/L_2 - 2).Q_S$

(4) vazão demandada pela área interna do anel: $d^2.q_a$

Sendo (3) igual a (4), obtém-se:

$$d^2.q_a = 2\ (d/L_1 + d/L_2 - 2).Q_S$$

Donde:

$$\frac{q_a}{2Q_S}d^2 - \frac{L_1 + L_2}{L_1.L_2}d + 2 = 0 \qquad (14.13)$$

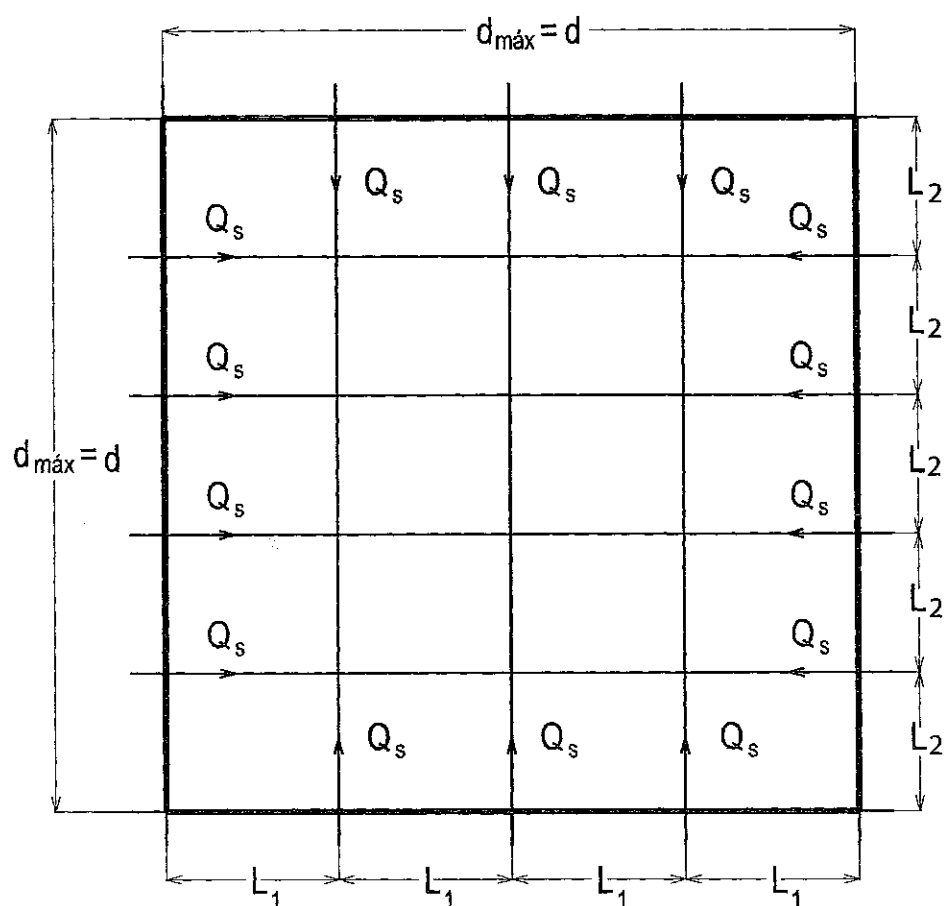



Figura 14.9 - Distância máxima entre tubulações tronco formando anel

Resolvendo a equação do 2° grau (que só é possível se o seu discriminante for $\Delta > 0$), a raiz de maior valor é a solução do problema, pois o que interessa é a maior distância possível. Se $\Delta < 0$, deve ser aumentado o diâmetro da tubulação secundária, o que incrementa o valor de Q_S, tornando viável a resolução da equação.

Exemplo 14.6

Para as tubulações tronco dispostas em anel, conforme indicado na Figura 14.10, calcular a distância máxima que pode haver entre elas e também as distâncias máximas que elas podem ter até o perímetro externo da área indicada, sendo de 50 mm o diâmetro das tubulações secundárias. São conhecidos os valores dos seguintes parâmetros referidos ao final do período de alcance do projeto: (1) densidade populacional: D =120 hab/ha; (2) consumo *per capita* médio macromedido (incluindo perdas de água): q = 200 L/hab.dia; (3) k_1 = 1,2; (4) k_2 = 1,5; (5) L_1 = 110 m; (6) L_2 = 90 m.

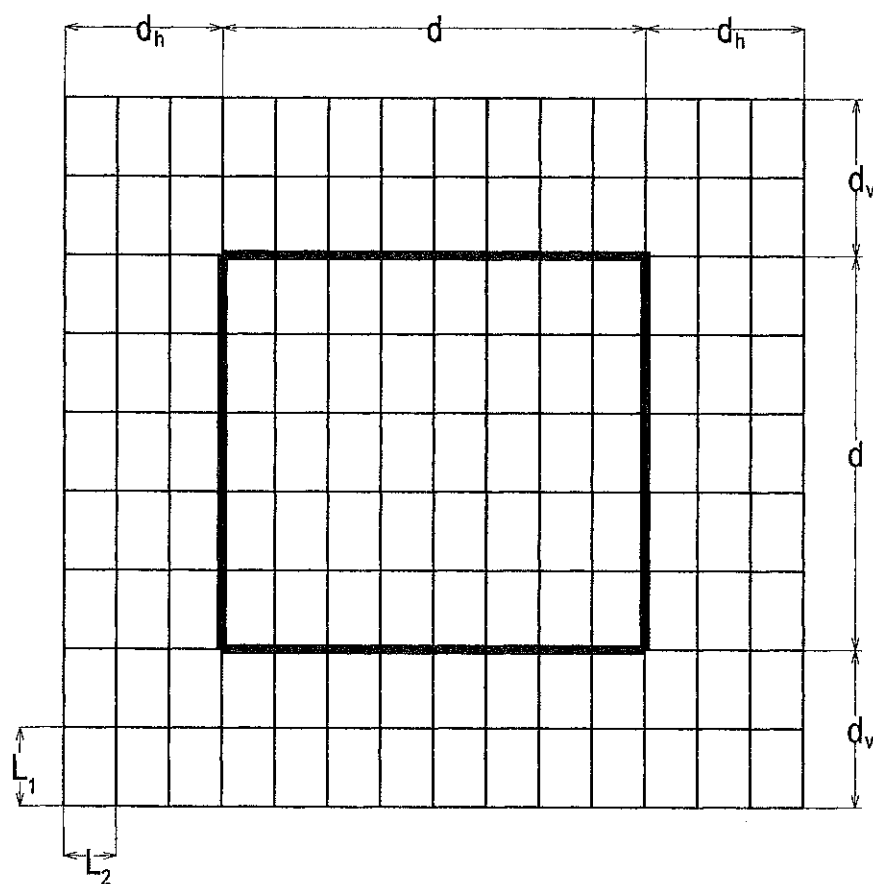



Figura 14.10 - Rede em anel do Exemplo 14.6

Solução:

- Vazão específica por área:

  $q_a = D.q.\ k_1.k_2 / 86.400 \Rightarrow q_a = 120 \times 200 \times 1,2 \times 1,5 / 86.400 \Rightarrow$
  $q_a = 0,500$ L / s.ha

- Vazão máxima das tubulações secundárias:

  Como primeira tentativa, experimentou-se DN 50 mm para as tubulações secundárias.

  Pela Tabela 14.4, para DN = 50 mm $\Rightarrow Q_S = 1,4$ L / s

- Distância máxima entre troncos (d):

  Calculada pela Equação 14.13:

  $$\frac{0,500}{2 \times 1,4} d^2 - \frac{1,10 + 0,90}{1,10 \times 0,90} d + 2 = 0 \quad \Rightarrow \quad 0,18d^2 - 2,02d + 2 = 0$$

  Donde (raiz maior):

  d = 10,11 hm = 1.011 m (ou seja, uma distância bastante folgada)

- Cálculo da distância máxima ao perímetro externo horizontal (d_V)
  É feito pela Equação 14.7, sendo a distância paralela ao tronco horizontal $L_p = L_2 = 0{,}90$ hm:

  $d_v = Q_S / (q_a.L_p) = 1{,}4 / (0{,}50 \times 0{,}90) = 3{,}11$ hm = 311 m

- Cálculo da distância máxima ao perímetro externo vertical (d_h)
  É feito também pela Equação 14.7, sendo a distância paralela ao tronco vertical $L_p = L_1 = 1{,}10$ hm:

  $d_h = Q_S / (q_a.L_p) = 1{,}4 / (0{,}50 \times 1{,}10) = 2{,}54$ hm = 254 m

  Ou seja, todas as distâncias calculadas são razoáveis, o que confirma o DN 50 mm para as tubulações secundárias.

Exemplo 14.7

Para a tubulação tronco da Figura 14.7, a ser utilizada na rede de distribuição de água de uma pequena comunidade, calcular o seu alcance máximo até o perímetro externo da área a ser abastecida, sendo de 50 mm o diâmetro das tubulações secundárias. São conhecidos os valores dos seguintes parâmetros referidos ao final do período de alcance do projeto: (1) densidade populacional: 35 hab/ha; (2) consumo *per capita* médio macromedido (incluindo perdas de água): 100 L / hab.dia; (3) $k_1 = 1{,}2$; (4) $k_2 = 1{,}5$; (5) $L_p = 100$ m; (6) $L_t = 80$ m.

Solução

- Vazão específica por área:

  Pela Equação 14.4:

  $q_a = D.q.\ k_1.k_2 / 86.400 \Rightarrow q_a = 35 \times 100 \times 1{,}2 \times 1{,}5 / 86.400 \Rightarrow$
  $q_a = 0{,}073$ L / s.ha

- Vazão máxima da tubulação secundária:
  Pela Tabela 14.4, para D = 50 mm (1ª tentativa) $\Rightarrow Q_S = 1{,}4$ L / s

- Cálculo da distância máxima ao perímetro externo (paralelo à tubulação tronco):

  É feito pela Equação 14.7, sendo a distância paralela ao tronco horizontal

  $L_p = 100$ m = 1,0 hm:

  $D_{max} = Q_S / (q_a\,.\,L_p) = 1{,}4 / (0{,}073 \times 1{,}00) = 19{,}18$ hm = 1.918 m

  Ou seja, distância bastante folgada, que confirma o DN 50 mm para as tubulações secundárias.

Os resultados dos Exemplos 14.6 e 14.7 mostram que, para áreas com densidade populacional não elevada, as distâncias de máximo alcance das tubulações tronco são relativamente grandes, mesmo quando se utiliza o diâmetro mínimo de 50 mm para as tubulações secundárias. Isto proporciona boa flexibilidade no momento de estabelecer o posicionamento das tubulações tronco, o que torna mais fácil a consideração dos demais requisitos a serem observados nessa operação (localização em ruas menos movimentadas e com pavimentos menos onerosos). Não obstante, o cálculo dos valores das distâncias máximas deve ser sempre realizado, para orientar e justificar o posicionamento adotado para as tubulações tronco.

14.10.4 Comprimento máximo de tubulações secundárias com diâmetro mínimo de 50 mm

O comprimento máximo de uma sequência de tubulações secundárias, com diâmetro mínimo de 50 mm, é função do diâmetro da tubulação secundária, da vazão máxima atribuída a esse diâmetro e do coeficiente de vazão específica de distribuição por metro de tubulação (q_m) da respectiva área de projeto, sendo este último calculado conforme Equação 14.3. Seu valor deve ser tal que não resulte vazão superior à vazão máxima admitida para o diâmetro da tubulação secundária no ponto de derivação da tubulação tronco que a alimenta. Logo, o seu cálculo é feito pelas seguintes equações:

- Para tubulação secundária alimentada por apenas uma derivação de tubulação principal:

  $$L_{max} = Q_S / q_m \qquad (14.14)$$

  Sendo:
  L_{max}: comprimento máximo da tubulação secundária (m);
  Q_S: vazão máxima relativa ao diâmetro da tubulação secundária conforme Tabela 14.4 (L/s);
  q_m: vazão específica de distribuição por metro de tubulação [L/(s.m)], relativa à área em estudo.

- Para tubulação secundária alimentada por duas derivações de tubulações principais (tubulação secundária localizada entre duas tubulações tronco):

  $$L_{max} = 2Q_S / q_m \qquad (14.15)$$

Exemplo 14.8

Calcular o comprimento máximo das tubulações secundárias para as localidades de que tratam os Exemplos 14.1 (cidade de médio porte) e 14.2 (pequena comunidade), em que as tubulações secundárias tenham diâmetro de 50 mm.

Solução

- Para a cidade de médio porte de que trata o Exemplo 14.1
  No Exemplo 14.1, calculou-se: $q_m = 0{,}00208$ L/s.m. Logo:
  Para tubulações secundárias alimentadas por apenas uma derivação de tubulação principal:

  $L_{max} = Q_S / q_m = 1{,}4 / 0{,}00208 = 673$ m

  Para tubulações secundárias alimentadas por duas derivações de tubulações principais:

  $L_{max} = 2Q_S / q_m = 2 \times 1{,}4 / 0{,}00208 = 1.346$ m

- Para a cidade de pequeno porte de que trata o Exemplo 14.2
  No Exemplo 14.2, calculou-se: $q_m = 0{,}000521$ L/s.m. Logo:
  Para tubulações secundárias alimentadas por apenas uma derivação de tubulação principal:

  $L_{max} = Q_S / q_m = 1{,}4 / 0{,}000521 = 2.687$ m

  Para tubulações secundárias alimentadas por duas derivações de tubulações principais:

  $L_{max} = 2Q_S / q_m = 2 \times 1{,}4 / 0{,}000521 = 5.374$ m

14.10.5 Comprimento máximo de tubulações secundárias com diâmetro inferior a 50 mm

Apesar de a NBR 12.218 da ABNT (1994) estabelecer como 50 mm o diâmetro mínimo das tubulações da rede de distribuição, têm sido utilizadas tubulações de diâmetro inferior a 50 mm, com essa finalidade, tanto em pequenas comunidades como em áreas de baixos valores de densidade populacional e consumo *per capita* de água (áreas periféricas ou de dimensões limitadas) de diversas comunidades de médio e grande porte do Brasil. Porém, duas condições têm sido observadas para tanto: (i) que essas tubulações sejam fabricadas com material não corrosível, a exemplo das tubulações de PVC; (ii) que o seu dimensionamento seja feito pelo critério de comprimento máximo, conforme se explica a seguir.

Antes de tudo, é importante ter presente que, quanto menor for o diâmetro da tubulação de uma rede de distribuição de água em área urbana, tanto mais estará ela sujeita ao fracasso pelo sempre possível crescimento populacional além do planejado para as ruas em que ela estiver instalada. Isso porque, quanto menor o diâmetro da tubulação, menor é sua capacidade ou folga para absorver aumentos significativos de vazões, lembrando que pequeno acréscimo de vazão em tubulações de diâmetro reduzido implica grande aumento de perda de carga.

Assim sendo, tem sido proposto que as tubulações secundárias de redes de distribuição de água em áreas urbanas, com diâmetro inferior a 50 mm, sejam dimensionadas para a saturação das ruas por elas atendidas, com lançamento pelo comprimento máximo relativo a essa situação (Ennes, 1987).

Para ruas em que predominem residências unifamiliares, integrantes de bairros populares, é comum adotarem-se as seguintes hipóteses de saturação dos lotes:

- testada de cada lote: 10 m;
- habitantes por residência: 5 hab/domicílio;
- consumo *per capita* do sistema ou macromedido: 150 L/hab.dia;
- coeficientes de reforço: $k_1 = 1,2$ e $k_2 = 1,5$ ($k_1.k_2 = 1,8$).

Utilizando esses dados, obtêm-se as seguintes vazões específicas por metro linear de rede (q_m):

- com tubulação simples (uma tubulação no leito carroçável da rua):
  2 x (5 x 150 x 1,8) / (86.400 x 10) = 0,00313 L /s.m
- com tubulação dupla (uma tubulação em cada passeio):
  (5 x 150 x 1,8) / (86.400 x 10) = 0,00156 L /s.m

Para o dimensionamento das tubulações, consideram-se os limites de velocidade e vazão indicados na Tabela 14.5, válidos para tubulações de PVC (cálculo da perda de carga pela Fórmula de Flamant, cuja expressão é, para Q em l/s, D em mm e J em m/100 m: $J = 8,24 \times 10^7.Q^{1,75} / D^{4,75}$):

Tabela 14.5 - Limites de velocidade e vazão em tubulações de PVC soldável com D < 50 mm

D referência (nominal)		D externo (mm)	Espessura tubo (mm)	D interno (mm)	Velocidade máxima (m/s)	Vazão máxima (l/s)	Perda carga (m/100 m)
poleg. (mm)	(mm)*						
3/4"(19,1 mm)	25	25	1,7	21,6	0,35	0,13	1,06
1"(25,4 mm)	32	32	2,1	27,8	0,42	0,25	1,01
11/4"(31,8 mm)	40	40	2,4	35,2	0,50	0,49	1,07
1½"(38,1 mm)	50	50	3,0	44,0	0,60	0,91	1,09

* Diâmetro externo

Com base nos limites de vazão da Tabela 14.4 e nas vazões específicas calculadas no parágrafo anterior, têm-se os comprimentos máximos relacionados na Tabela 14.6 para as tubulações secundárias operando com os parâmetros de projeto indicados anteriormente:

Tabela 14.6 - Comprimentos máximos de tubulações secundárias com D < 50 mm

Lançamento da tubulação	Tipo	Comprimento máximo (m)							
		DE 25		DE 32		DE 40		DE 50	
		Simples	Dupla	Simples	Dupla	Simples	Dupla	Simples	Dupla
Tubulação alimentada por uma extremidade	Q/q_m	41	82	81	163	155	311	291	583
Tubulação alimentada por duas extremidades	$2Q/q_m$	82	164	163	326	311	621	583	1.165

Obs.: Para *per capita* de 100 L/hab.dia, os comprimentos acima listados devem ser multiplicados por 1,5.

É interessante observar que o P-NB-594 (ABNT, 1977), que deu origem à atual NBR 12.218, previa a utilização de tubulações de diâmetro inferior a 50 mm em comunidades de até 5.000 habitantes e quota *per capita* até 100 L/hab.dia, estabelecendo os limites de atendimento relacionados na Tabela 14.7, por sinal, compatíveis com os da tabela anterior:

Tabela 14.7 - Atendimento máximo de economias por tubulações com D < 50 mm

Diâmetro interno (mm)	Nº de economias abastecidas (máximo)
25	10
30	20
35	50

Fonte: P-NB-594 (ABNT, 1977)

14.11 Estabelecimento dos setores de manobra e dos setores de medição

Por setor de manobra entende-se a menor subdivisão da rede de distribuição adotada para possibilitar o seu isolamento quando da realização de obras e serviços de reparos e manutenção, sem a necessidade de interromper o abastecimento de água do restante da rede.

Já o setor de medição é definido como a parte da rede de distribuição, adequadamente delimitada e passível de individualização, que tem por finalidade permitir, com base em dados obtidos por meio de medidores de pressão e de macro e micromedidores de vazão nele instalados, o acompanhamento da evolução do consumo de água e também a avaliação das perdas de carga e das perdas de água na rede de distribuição a que o setor se refere.

Lamentavelmente, a adequada concepção e delimitação dos setores de manobra e dos setores de medição costumam ser encaradas, não raro, como atividades marginais na elaboração de projetos de rede de distribuição de água. Poucos são os técnicos que têm estado atentos para a importância dessas atividades.

Contudo, com a incipiente mas inadiável prioridade que os órgãos reguladores e financiadores vêm dando à redução de perdas de água em sistemas de abastecimento — nos quais a rede de distribuição é uma das unidades mais problemáticas nesse sentido —, a questão dos setores de manobra e dos setores de medição terá de passar a ser devidamente considerada na elaboração dos projetos e na construção das redes de distribuição de água. Isso porque não há como realizar um eficaz controle de perdas de água sem a existência de setores de manobra e de setores de medição corretamente concebidos, implantados e operados. É importante também que sua operação seja feita em estreita ligação com os setores comercial e cadastral que, por sua vez, devem ser dotados de sistema de informações e de registros sempre atualizados e mantidos à disposição dos setores técnicos e administrativos.

Na Figura 14.11, reproduz-se um desenho em que fica patente a tendência de se projetar redes subdivididas em blocos ou setores (conjuntos de malhas) concebidos para tornar mais eficazes as operações de medição (macromedição) e de manobra em redes de distribuição de água, sem prejuízo de suas demais funções. Como se pode ver nessa figura, cada setor é constituído por uma rede de distribuição independente, alimentada por apenas dois pontos, o que minimiza o número de macromedidores e de válvulas de manobra a instalar e a operar (apenas duas unidades de cada por setor). Fica patente nesse modelo a vantagem da divisão de áreas maiores em setores menores com redes de distribuição independentes.

Precursor desse modelo de rede de distribuição em blocos é o modelo adotado na rede de distribuição de água da cidade de Belo Horizonte - MG, conhecido como Modelo Cardellini em homenagem ao engenheiro italiano Andréa Cardellini, que o projetou em 1961 (Vivas, 1995). Nesse modelo, as tubulações que alimentam diretamente as ligações prediais constituem alças independentes, ligadas individualmente às tubulações principais e dotadas de uma válvula de manobra única em cada alça. Sob o ponto de vista de operação este modelo é perfeito. Mas, sob o ponto de vista da melhor distribuição de vazões e da qualidade da água, ele apresenta um ponto fraco, que é o fato de as alças de distribuição serem alimentadas por um único ponto, o que pode dificultar a melhor circulação da água. O modelo de blocos da SABESP é melhor nesse aspecto, ao adotar a alimentação dos blocos (alças no Modelo Cardellini) por duas derivações. Com isso

melhora-se a condição de circulação da água, sem comprometer as vantagens de operação da rede por um número reduzido de válvulas de controle (apenas duas válvulas para cada bloco ou alça). Atender-se-ia melhor também a orientação da NBR 12.218 (ABNT, 1994) de que o traçado das tubulações secundárias seja feito em malhas.

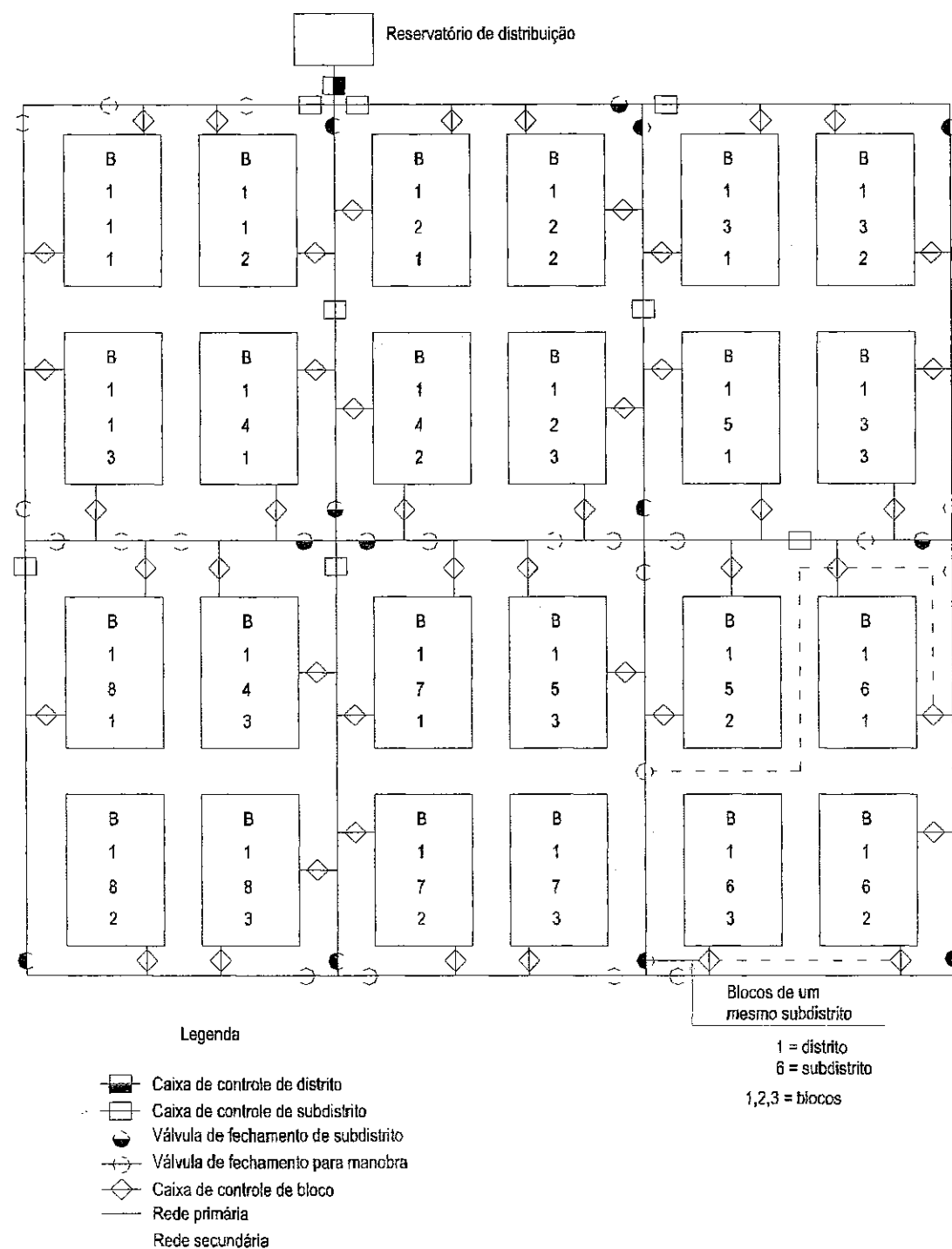



Figura 14.11 - Subdivisão de rede em setores de medição e de manobra
Fonte: AZEVEDO NETTO *et al.* (1998)

Na sequência, apresentam-se considerações e orientações para a delimitação dos setores de manobra e dos setores de medição.

14.11.1 Setor de manobra

Como já definido, o setor de manobra é a menor subdivisão da rede de distribuição que tem por finalidade permitir o isolamento de uma determinada área da rede de distribuição para a realização de obras e serviços de reparos e de manutenção, sem a necessidade de interromper o abastecimento de água do restante da rede.

A NBR 12.218 (ABNT, 1994), em seu item 5.8, estabelece que:

- o setor de manobra deve abranger uma área que apresente uma ou mais das seguintes características: a) extensão de rede de 7.000 a 35.000 metros; b) número de economias entre 600 e 3.000 unidades; c) área entre 40.000 m^2 (4 ha) e 200.000 m^2 (20 ha);
- o isolamento do setor de manobra deve ser feito pelo acionamento do menor número de válvulas.

Essas duas orientações constituem avanço notável em relação à prática tradicional de dotar a rede de distribuição de um número infindável de válvulas de manobra, uma em cada derivação de toda tubulação principal e diversas outras em pontos estratégicos das tubulações secundárias, a fim de permitir o isolamento de áreas em que a rede ficava subdividida. Além do custo significativo dessas válvulas de manobra e de suas caixas de acionamento e proteção, essa prática tradicional exige do operador do sistema um esforço sobre-humano para fechar (e posteriormente abrir) uma quantidade enorme de válvulas. Isto quando ele consegue localizar, acessar ou acionar todas essas válvulas, visto que não raro diversas delas costumam apresentar um dos seguintes problemas:

- omissão de sua localização no cadastro da rede existente, motivada muitas vezes pela falta de atualização cadastral ou pela ocultação indevida das tampas das caixas de acionamento das válvulas, devido a sucessivas obras de calçamento ou de asfaltamento das vias públicas onde elas se encontram;
- impossibilidade de seu acionamento, como consequência também do recobrimento irresponsável das tampas de suas caixas de acesso, por obras de calçamento ou de asfaltamento mal feitas;
- dificuldade de acesso às válvulas defeituosas para o seu conserto, em face não só da já mencionada ocultação das tampas de suas caixas de acionamento, mas também devido à própria concepção dessas caixas, na maioria das vezes constituídas por simples tubos verticais que permitem tão somente o acionamento do cabeçote das válvulas, como se mostra na Figura 14.13, logo abaixo da solução

desejável representada na Figura 14.12. Sobre o uso de caixas de proteção e acesso a válvulas, há que se ter cuidado especial quando nelas for entrar o operador, tendo em vista a possível presença de animais peçonhentos e de gases venenosos advindos sobretudo da decomposição de matéria orgânica.

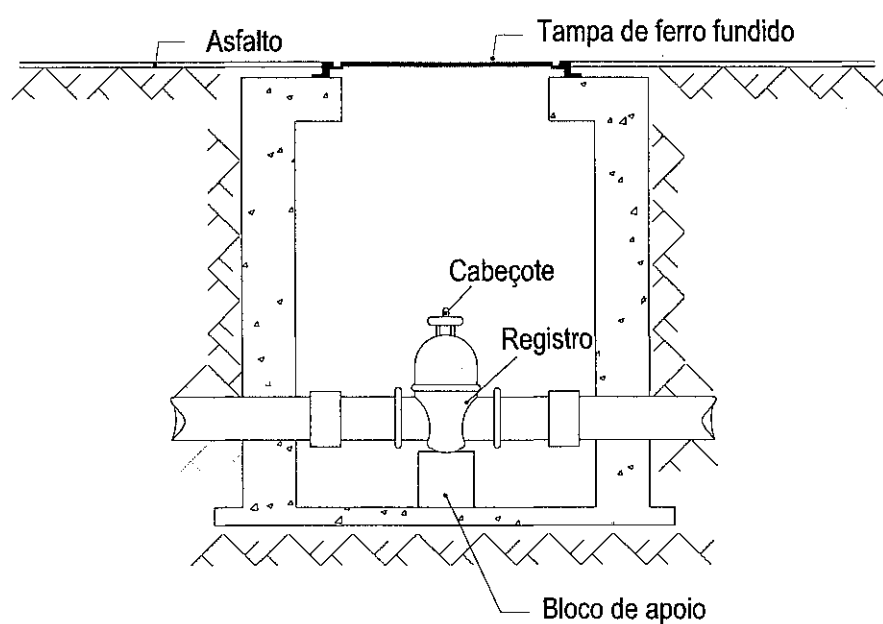



Figura 14.12 - Caixa de acionamento de válvula de manobra (solução desejável)
Fonte: WIENDL (1973)

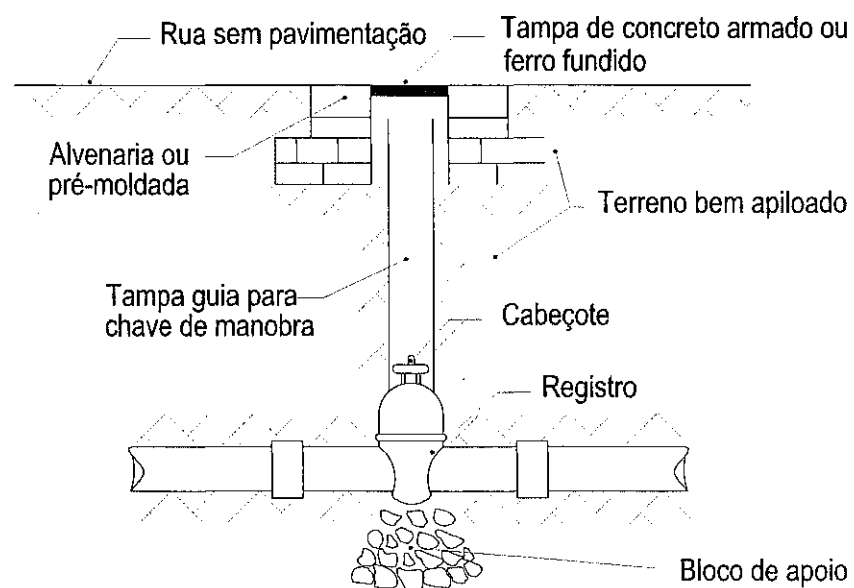



Figura 14.13 - Caixa de acesso à válvula de parada (solução indesejável)
Fonte: WIENDL (1973)

Esses problemas e dificuldades, envolvendo as válvulas de manobra implantadas de forma irracional, induz muitas vezes o operador do sistema a desconsiderar essas inumeráveis válvulas ao ter de isolar uma determinada área da rede de distribuição, o que acaba sendo feito pelo acionamento tão somente de uma única válvula de manobra, localizada na saída do reservatório, mesmo que isso resulte na indesejável paralisação do funcionamento de toda a rede.

Para evitar esse tipo de problema duas providências fazem-se indispensáveis:

(1) localizar com mais racionalidade as válvulas de manobra, aproveitando ao máximo a supracitada orientação da NBR 12.218, que permite limitar o número de setores de manobra;

(2) dotar as válvulas de manobra, cujo número já estará reduzido pela providência anterior, de caixas que não sejam apenas de acionamento, mas que permitam também o fácil acesso até elas e a sua permanente identificação, a exemplo da Figura 14.12.

É notavelmente esclarecedor que, numa comunidade com até aproximadamente 14.000 habitantes (3.000 economias), o referido item 5.8 da NBR 12.218 da ABNT permite que haja um único setor de manobra, com a necessidade da instalação de apenas uma válvula de manobra, que pode ficar na saída do reservatório de distribuição, se tal localidade constituir uma única zona de pressão.

No Exemplo 14.11, apresentado no item 14.13.2, a orientação exposta é devidamente exercitada.

14.11.2 Setor de medição

Como consta na definição apresentada no início deste item 14.11, o setor de medição tem por objetivo permitir, com base em dados de medidores de pressão e de macro e micromedidores de vazão nele instalados, o acompanhamento da evolução do consumo de água e também a avaliação das perdas de água na área da rede de distribuição a que se refere.

Para a consecução desse objetivo é fundamental a existência de cadastro atualizado da rede de distribuição e ligações prediais. Também são úteis as orientações da NBR 12.218 da ABNT (1994) resumidas a seguir, a serem consideradas para a definição dos setores de medição em redes de distribuição, embora pareçam discutíveis os limites máximos propostos, em cada setor, para o comprimento de rede (deveria ser compatível com os critérios estabelecidos para a definição dos setores de manobra) e para o número de válvulas de manobra (o número proposto é muito elevado, sobretudo em pequenas áreas). As orientações são as seguintes:

- na delimitação dos setores de medição, devem ser observados os critérios ou normas do órgão responsável pela operação do respectivo sistema de abastecimento de água;
- a delimitação do setor de medição deve ser feita, preferencialmente, de modo que nele fiquem contidos consumidores de uma mesma categoria funcional (residencial, comercial ou industrial) e social ou econômica (popular, média ou alta);
- a alimentação do setor de medição deve ser feita pelo menor número possível de pontos, de modo a minimizar o número de medidores de pressão, de macromedidores de vazão e de válvulas de manobra nele instalados;
- deve ser limitado a 20 o número de válvulas destinadas ao isolamento de cada setor de medição;
- a extensão máxima da rede abrangida por cada setor de medição deve ser de 25 km (este comprimento é mais restritivo do que o comprimento máximo estabelecido para a definição do setor de manobra, como se discute a seguir);
- os medidores de vazão e os medidores de pressão a serem utilizados nos setores de medição podem ter previsão de instalação permanente ou contarem com dispositivos para sua inserção provisória durante apenas a realização das campanhas de medição, a critério do órgão responsável pela operação do correspondente serviço de abastecimento de água.

Deve ser observado que quanto maior e mais complexa for a localidade abrangida pelo projeto, tanto maior será o número de setores de medição a serem implantados. Nas pequenas comunidades em que não ocorra significativa diferenciação de consumo de água entre os usuários do sistema, será suficiente implantar apenas um setor de medição, com a localização dos seus aparelhos nas proximidades do reservatório de distribuição.

A respeito do supracitado comprimento máximo de rede de distribuição proposto pela NBR 12.218 para cada setor de medição (25 km), é importante notar que ele é mais restritivo do que o comprimento máximo estabelecido para a definição do setor de manobra, visto no item 14.11.1 (35 km). O mais adequado parece ser a prevalência dos critérios relativos à delimitação dos setores de manobra, de modo que sejam coincidentes os setores de manobra e os setores de medição. E isto é possível de se estabelecer junto ao órgão responsável pela operação do respectivo sistema de abastecimento de água, conforme previsto na primeira orientação listada anteriormente.

14.12 Localização e dimensionamento dos órgãos acessórios da rede de distribuição

Os denominados órgãos acessórios de uma rede de distribuição de água são basicamente os hidrantes, as válvulas de manobra, as válvulas de descarga e as válvulas redutoras de pressão. Sobre eles, apresentam-se a seguir considerações de interesse para o projeto e a operação de redes de distribuição de água. Não obstante, para informações mais detalhadas sobre características e especificações desses equipamentos, deve ser consultado o capítulo relativo a tubos, válvulas e acessórios.

14.12.1 Hidrantes

São peças especiais ligadas às tubulações principais da rede de distribuição e que têm por finalidade possibilitar a obtenção de água para o combate a incêndios. Na Figura 14.14, apresentam-se os dois tipos de hidrantes mais utilizados em redes de distribuição de água: os de coluna e os subterrâneos.

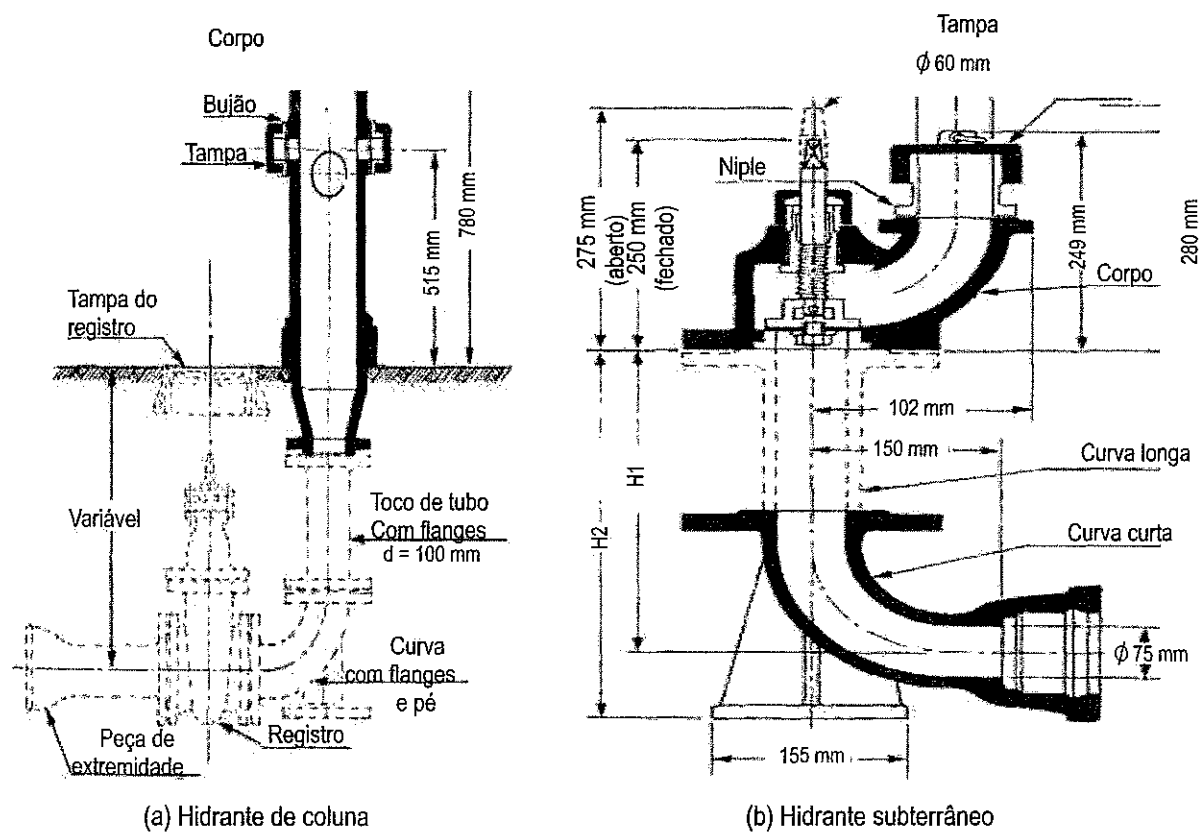



Figura 14.14 - Hidrantes utilizados em redes de distribuição de água
Fonte: WIENDL (1973)

A prática brasileira para a especificação e a localização de hidrantes, consagrada pela NBR 12.218 da ABNT (1994), pode ser assim resumida:

- É dispensável a instalação de hidrantes na rede de distribuição de água de localidades com demanda total inferior a 50 L/s. Nesse caso, deve haver um ponto de tomada junto ao reservatório para alimentar carros-pipa de combate a incêndio;
- em localidades com demanda total superior a 50 L/s, deve ser realizada consulta ao corpo de bombeiros para a localização das áreas de maior risco de incêndio, tendo em vista o traçado das tubulações principais e o posicionamento dos hidrantes;
- os hidrantes devem ter uma das seguintes capacidades: 10 L/s nas áreas residenciais e de menor risco de incêndio, ou 20 L/s em áreas comerciais, industriais, com edifícios públicos ou de uso público ou ainda prédios cuja preservação seja de interesse da comunidade;
- os hidrantes podem ser dos tipos coluna e subterrâneo, com orifício de entrada de 100 mm, nas áreas de maior risco, ou do tipo subterrâneo, com orifício de entrada de 75 mm, nas áreas de menor risco;
- o diâmetro mínimo da tubulação da rede para a ligação de hidrante deve ser de 150 mm;
- os hidrantes devem estar espaçados entre si com a distância máxima de 600 m, medida ao longo dos eixos das ruas;
- o dimensionamento da rede de distribuição deve incluir a verificação hidráulica do atendimento das vazões nos hidrantes, admitindo-se que apenas um hidrante seja operado por vez.

No Exemplo 14.11, apresenta-se a aplicação prática das orientações indicadas.

14.12.2 Válvula de manobra

A válvula de manobra, popularmente designada **registro**, é uma peça especial destinada à interrupção ou ao controle do fluxo da água em tubulações sob pressão. Em redes de distribuição de água é geralmente do tipo de gaveta, em que o fechamento ou a redução de sua seção, por onde passa a água, são feitos por uma chapa metálica vertical do tipo guilhotina, que pode subir ou descer por acionamento externo ao corpo da válvula propriamente dito. Tal acionamento pode ser realizado por meio de um volante, haste de manobra ou por dispositivo de comando a distância ou por telemetria. A Figura 14.15 ilustra esse tipo de peça especial.

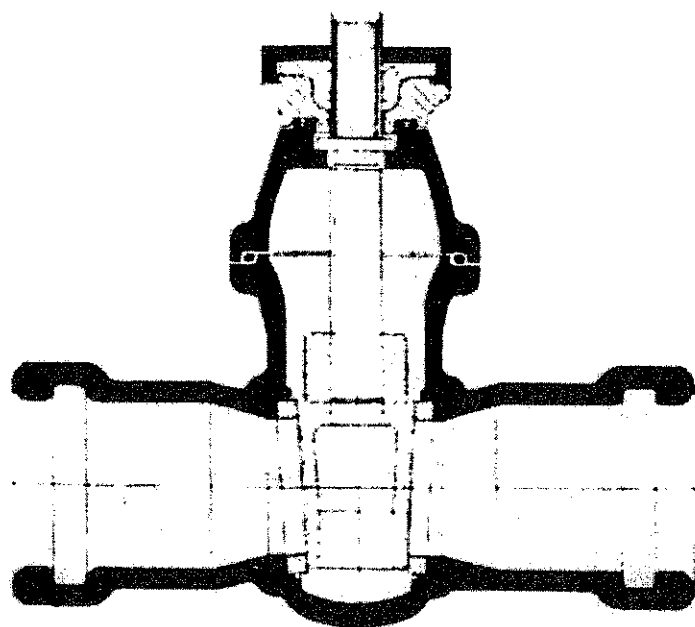



Figura 14.15 - Válvula de gaveta
Fonte: WIENDL (1973)

Conforme amplamente discutido no item 14.11, sua utilização deve ser limitada e basear-se em planejamento inteligente de disposição de setores de medição e de manobra. Para cada um desses setores, que podem abranger áreas muito amplas, há situações que requerem a instalação de uma ou no máximo duas válvulas de manobra (conforme item 14.11).

A NBR 12.218 (ABNT, 1994) prescreve a instalação de válvulas de controle nas derivações das tubulações tronco que alimentam as tubulações secundárias. Comparando essa prescrição com aquelas relativas à definição do setor de manobra (vistas no item 14.11.1), caracteriza-se uma contradição, exceto em três situações: (i) quando o traçado das tubulações principais é concebido para formar um conjunto de anéis e troncos sucessivos, que fique responsável pela alimentação sequencial de mais de um setor de manobra ou de medição interligados; (ii) quando o dimensionamento das tubulações principais mostrar-se insuficiente para atender à demanda eventual de combate a incêndio, o que poderia exigir restrições na alimentação de tubulações secundárias para o direcionamento de vazões em direção ao hidrante próximo ao local de incêndio; (iii) quando houver o receio de que possam ocorrer desequilíbrios na distribuição de água, com a existência de áreas topograficamente favorecidas (áreas baixas) que venham a consumir mais água, em prejuízo de outras com posição desfavorável (áreas altas).

Contudo, as três situações supracitadas, que demandariam a utilização de quantidade excessiva de válvulas de controle, são situações que podem ser evitadas com a adoção de traçados de tubulações que evitem os referidos problemas. Nesse sentido, o modelo

de redes em bloco, a utilização de redes independentes para cada setor unificado de manobra e medição e a implantação de válvulas de manobra em tubulações tronco que alimentam as áreas baixas são providências muito mais racionais do que dotar a rede de um grande número de válvulas de manobra de eficácia duvidosa, como se discutiu no item 14.11.1.

As válvulas de manobra, bem como as válvulas de descarga comentadas no próximo item, devem ser instaladas em caixas que permitam o fácil acesso a elas, tanto para a sua operação como para a sua manutenção (ver Figura 14.12). Fundamentais são também a atualização permanente do cadastro dessas caixas e os cuidados para nelas entrar em face da possível presença de animais peçonhentos e gases tóxicos.

O diâmetro da válvula de manobra é o mesmo da tubulação em que a válvula é instalada. Nos diâmetros maiores, seus custos de aquisição e de instalação são elevados, o que é mais uma justificativa para o seu uso em quantidade que seja a mínima indispensável.

O Exemplo 14.11 inclui uma aplicação prática das orientações apresentadas anteriormente.

14.12.3 Válvula de descarga

É o mesmo tipo de peça usada como válvula de manobra, ou seja, é uma válvula de gaveta, porém com a finalidade de permitir a retirada de água das tubulações da rede de distribuição nas operações de limpeza das tubulações ou para permitir a execução de obras de ampliação ou de serviços de manutenção. Por isso, é instalada nos pontos mais baixos da rede de distribuição, de forma a possibilitar o esvaziamento por gravidade do maior número de tubulações.

Os pontos finais de descarga devem ser cursos de água ou galerias de água pluvial, o que exige medidas para proteger as tubulações associadas às válvulas de descarga contra entupimento e contra a invasão de elementos que possam colocar em risco a segurança sanitária e operacional dessas válvulas e da rede de distribuição a elas ligada. Dispositivos de proteção contra erosão e de dissipação de energia poderão ser necessários para a água a ser descarregada, sobretudo em tubulações de maiores dimensões.

A válvula de descarga, popularmente denominada **registro de descarga**, é instalada em derivação à tubulação na qual se fará a descarga de água, por meio da conexão denominada *Tê*. Seu diâmetro mínimo deve ser de 100 mm, quando associada a tubo com diâmetro igual a ou maior que 100 mm, ou de 50 mm, quando ligada a tubo com diâmetro inferior a 100 mm (ABNT, 1994). Essas válvulas, quando instaladas no subsolo, devem ser protegidas por caixas de proteção e acesso adequadas, inclusive, quando for o caso, para possibilitar a transição até a tubulação de descarga. Em se

tratando de válvulas de grande diâmetro, atenção especial deve ser dada ao projeto e construção do respectivo dispositivo de ancoragem. Em todas essas situações, as válvulas em questão devem constar no cadastro atualizado da rede de distribuição.

14.12.4 Válvula redutora de pressão

Como o seu próprio nome indica, é uma peça especial empregada para reduzir a pressão em tubulações, ajustando-a a valores preestabelecidos. É formada por um conjunto de molas engenhosamente idealizado e instalado na válvula, para que esta cumpra a sua função (ver Figura 14.16).

Usualmente, em redes de distribuição, a redução da pressão nas tubulações é feita por reservatórios ou por caixas de quebra-pressão, adequadamente posicionados. Contudo, em locais onde haja carência de áreas livres ou onde o custo dos terrenos seja muito elevado, as válvulas redutoras de pressão, por poderem ser instaladas na própria via pública, têm sido utilizadas com sucesso, não obstante os seus maiores requerimentos de manutenção e de ajustes operacionais. Por isso, sua maior utilização ocorre em áreas topograficamente muito acidentadas das cidades maiores, em que haja diversas situações de superação da pressão máxima, permitida por norma ou economicamente desejada.

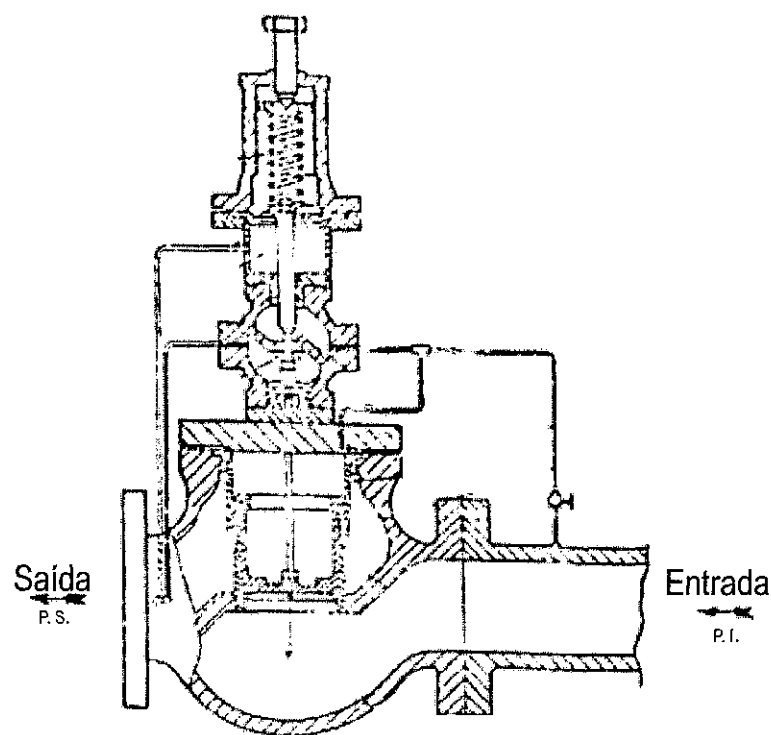



Figura 14.16 - Válvula redutora de pressão
Fonte: WIENDL (1973)

As informações sobre as faixas de variação de pressão a que essas válvulas se aplicam e sobre os requerimentos para a sua instalação variam de acordo com o seu fabricante, sendo necessária, para a sua utilização, a consulta aos respectivos catálogos de informações técnicas.

14.13 Dimensionamento dos condutos

Existem dois métodos clássicos para o dimensionamento das tubulações da rede de distribuição de água:

- método de dimensionamento trecho a trecho, com ou sem seccionamento fictício;
- método de dimensionamento por áreas de influência, com os consumos localizados em pontos nodais e em pontos singulares intermediários das tubulações tronco.

O método de dimensionamento trecho a trecho, por ser mais trabalhoso quando o comprimento total das tubulações é elevado (mais de 4.000 m), tem sua aplicação prática geralmente limitada a áreas de extensão reduzida (áreas inferiores a 20 ha) ou ainda à verificação da pressão dinâmica no ponto ou em pontos mais desfavoráveis de trechos curtos de tubulações secundárias integrantes de redes maiores dimensionadas pelo segundo método (ver Exemplo 14.11, passo 15).

Já o método de dimensionamento por áreas de influência, usando pontos nodais, aplica-se a áreas maiores. Por isso mesmo é o mais usado, pois, na maioria das vezes, as áreas de projeto excedem os limites de aplicabilidade prática do método de dimensionamento trecho a trecho.

Nos subitens seguintes, são destacados os principais pontos de interesse desses dois métodos, para sua aplicação prática no dimensionamento das redes de distribuição de água. A fundamentação teórica de ambos os métodos não é objeto deste livro, que pressupõe o conhecimento de tais fundamentos, próprios dos livros de Hidráulica, como os de Azevedo Netto *et al.* (1998) e Baptista e Lara (2002).

No que se refere ao cálculo das perdas de carga lineares em tubulações, adotou-se neste capítulo a Fórmula de Hazen-Williams para as tubulações de diâmetro igual ou superior a 50 mm e a Fórmula de Flamant para as tubulações em PVC com diâmetro inferior a 50 mm. Isso está de acordo com a prática adotada pela maioria dos projetistas por uma questão de praticidade e realidade. A utilização da Fórmula Universal, para o dimensionamento de redes de distribuição, seria por assim dizer um luxo excessivo e grande consumidor de tempo, pela grande variedade de diâmetros de tubulações

que ocorrem nas redes de distribuição, pela grande reiteração de cálculos inerentes aos métodos de dimensionamento e também pelas imprecisões associadas à definição dos comprimentos das tubulações (que não incluem as perdas de carga localizadas, geralmente desprezíveis) e à determinação do material da tubulação (sujeita aos preços de mercado no momento de sua aquisição[3]), além dos métodos construtivos adotados (bem menos rigorosos do que os empregados em obras de adutoras, por exemplo). Tendo em vista tais limitações, as fórmulas empíricas de Hazen-Williams e de Flamant, embora menos precisas do que a Fórmula Universal, têm-se mostrado adequadas para a precisão que se requer no dimensionamento das redes de distribuição.

14.13.1 Método de dimensionamento trecho a trecho

Nesse método, aplicável a áreas pequenas (que não excedam 20 ha ou a 4.000 m de tubulações, aproximadamente), o dimensionamento das tubulações é feito trecho a trecho, distinguindo-se duas situações peculiares: em redes ramificadas e em redes malhadas.

a) Em redes ramificadas

Quando a rede é ramificada, ou seja, quando as tubulações não formam malhas — ver Figura 14.3 e item 14.10, nos quais é ressaltado ser esta uma situação típica de localidades muito pequenas que se desenvolvem ao longo de estrada ou de vale estreito e acidentado —, é muito fácil entender o seu dimensionamento. Ele é feito de jusante para montante, ou seja, no sentido da acumulação das vazões, observando-se cinco orientações básicas:

- a.1) Admite-se a distribuição uniforme do consumo de água ao longo dos trechos da tubulação, calculando-se para tanto a vazão específica de distribuição por metro de tubulação ou em marcha (q_m), vista no item 14.3 — Equação 14.3;
- a.2) A vazão distribuída em cada trecho de tubulação é obtida pelo produto do comprimento do trecho pela vazão específica de distribuição por metro de tubulação (q_m);
- a.3) As vazões veiculadas nas tubulações se acumulam trecho a trecho, de trás para frente, até o reservatório de distribuição;
- a.4) O diâmetro das tubulações é determinado pela Tabela 14.4, a partir das vazões calculadas no tópico anterior; ou ainda pela Tabela 14.6, para diâmetros internos menores do que 50 mm;

[3] Por esta mesma razão, o coeficiente de rugosidade C da Fórmula de Hazen-Williams costuma ser adotado igual a 130 no dimensionamento de redes de distribuição, por corresponder ao tipo de tubulação mais desfavorável neste aspecto, que é a tubulação de ferro fundido revestida com argamassa de cimento.

a.5) O cálculo da perda de carga em cada trecho é feito com base na vazão da extremidade de jusante do trecho considerado, somada à metade da vazão distribuída no trecho, resultando na denominada vazão fictícia de dimensionamento.

A aplicação prática dessas orientações pode ser facilmente entendida pela leitura atenta do Exemplo 14.9.

Exemplo 14.9

Dimensionar a rede de distribuição ramificada destinada a um condomínio fechado constituído de prédios pequenos de apartamento, cujo arruamento, que se inicia no ponto 11, está representado na Figura 14.17, sendo dados: população de projeto = 800 hab; consumo *per capita* médio macromedido = 200 L/hab.dia; k_1 = 1,2 e k_2 = 1,5; NA máximo do reservatório = 466,9 m; NA mínimo do reservatório = 463,4 m.

Solução

Por se tratar de uma rede ramificada de pequena extensão, foi adotado o método de dimensionamento trecho a trecho.

- Cálculo do comprimento total das ruas (L)

  Somando os comprimentos das ruas, indicados na Figura 14.17, chega-se a L = 965 m, lembrando que o trecho R-11 não é arruamento, mas sim acesso ao reservatório (sem moradias).
  Este comprimento é bastante razoável em relação à população de projeto, correspondendo a 965 m/ 800 hab = 1,2 m/hab. Por outro lado, sendo de 88 m o comprimento médio dos quarteirões (965 m ÷ 11 testadas = 88 m), tem-se que: o comprimento de ruas por hectare deve ser de cerca de $2 \times 88/ 0,88^2 = 227$ m/ha; a área aproximada de projeto pode ser estimada em 965 m ÷ 227 m/ha = 4,25 ha; e a densidade populacional média de projeto será da ordem de 800 hab ÷ 4,25 ha = 188 hab/ha, valor bastante razoável para áreas com prédios pequenos de apartamento — ver Tabela 14.1 / áreas com prédios pequenos de apartamento.

- Cálculo da vazão total de distribuição (Q_D)

  Conforme item 14.3, Equação 14.1:

  $Q_D = P.q.k_1.k_2 / 86.400 = 800 \times 200 \times 1,2 \times 1,5 / 86.400 = 3,33$ L/s

- Cálculo da vazão específica de distribuição por metro de tubulação (q_m)

  Também conforme item 14.3, mas usando a Equação 14.3:

  $q_m = P.q.k_1.k_2 / (86.400\ L) = 800 \times 200 \times 1,2 \times 1,5 / (86.400 \times 965) = 0,00345$ L/s.m

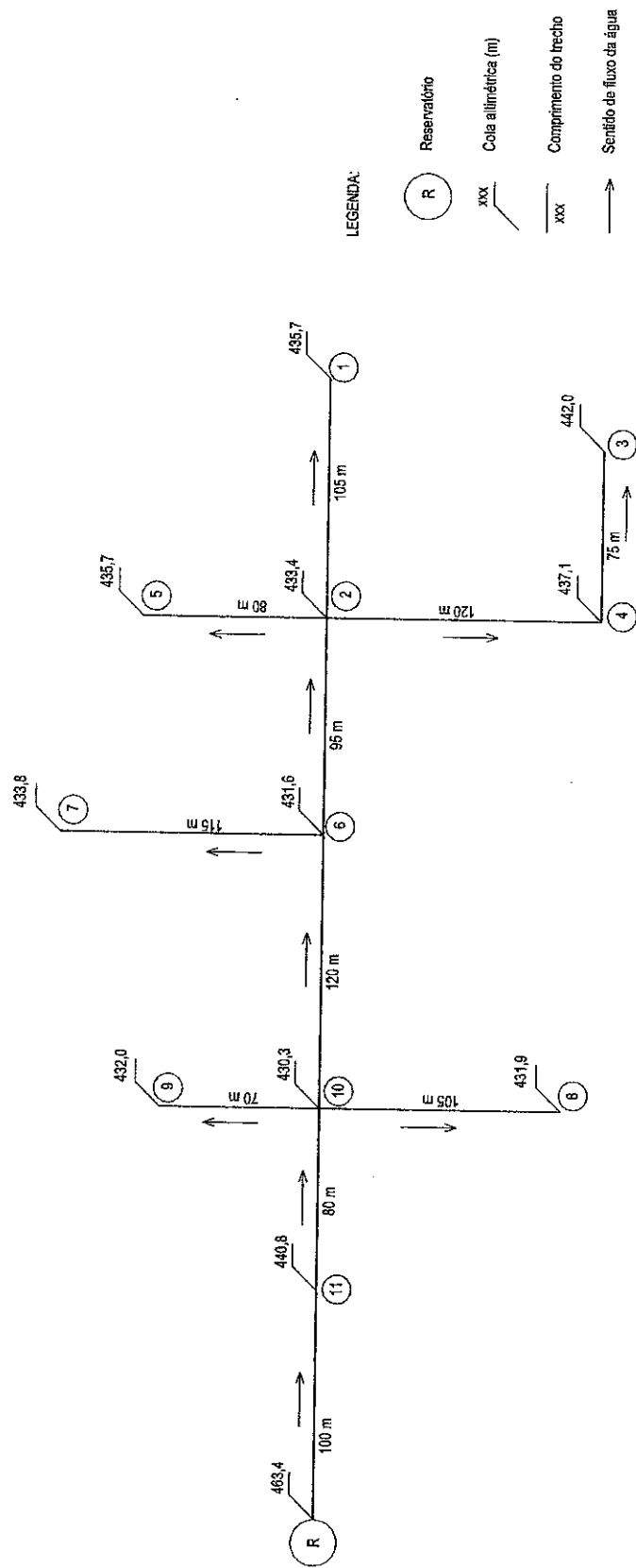



Figura 14.17 - Esquema de dimensionamento de rede de distribuição ramificada pelo método trecho a trecho

- Numeração dos trechos

  Como o cálculo das vazões é cumulativo, a numeração dos trechos deve ser feita de trás para frente, na mesma sequência em que as vazões se acumulam, resultando na numeração indicada na Figura 14.17.

- Dimensionamento dos trechos

  Está feito na Tabela 14.8, cujo preenchimento obedeceu aos seguintes passos, muito fáceis de entender:

  - colunas (1) a (3): valores tirados da planta da rede (Figura 14.17), observando-se que a col. (1) é cumulativa, devendo incluir todos os trechos a jusante do nó considerado;
  - colunas (4) e (5): valores correspondem ao produto do respectivo comprimento de tubulação pelo valor da vazão específica por metro de tubulação (q_m);
  - coluna (6): valor da col. (4) + metade do valor da col. (5);
  - coluna (7): definido pela Tabela 14.4 para a vazão dada na col. (6);
  - coluna (8): calculada pela equação $4Q/\pi D^2$ = (4 x col. (6)/1.000)÷ [π.(col. (7)/1.000)^2];
  - coluna (10): calculada pela Fórmula de Hazen-Williams: $h_f = 10{,}63 \,.\, L.(Q/C)^{1{,}85}.D^{-4{,}87}$, com os valores em metros ou seus múltiplos e C = 130;
  - coluna (9): preenchida de trás para frente, começando com o valor do nível de água (NA) mínimo do reservatório de distribuição, na linha 11-R; a partir daí, os valores são tirados da col. (11), pois a pressão de montante de um trecho é a pressão de jusante do trecho imediatamente anterior, conforme sequência indicada na planta da rede;
  - coluna (11): igual ao valor da col. (9) menos valor da col. (10);
  - colunas (12) e (13): valores tirados da planta topográfica;
  - coluna (14): igual ao valor da col. (11) menos valor da col. (12);
  - coluna (15): igual ao valor da col. (9) menos valor da col. (13).

Não há como evitar trechos com velocidade inferior a 0,6 m/s (que ocorre nos trechos de fim de linha, como se vê na Tabela 14.8), pois adotou-se o diâmetro mínimo recomendado pela NBR 12.218, igual a 50 mm. Para evitar problemas de qualidade de água nesses trechos, devem ser instalados dispositivos de descarga em suas extremidades (a exemplo de um ramal predial adaptado, no qual se possa fazer a descarga de água), que deverão ser acionados com a frequência a ser determinada por observações de campo.

Tabela 14.8 - Dimensionamento de rede ramificada pelo método trecho a trecho

Trecho	Comprimento (m)			Vazão (l/s)			D Mm	V m/s	Cota piezom. montante (m)	Perda de carga (m)	Cota piezom. jusante (m)	Cota terreno (m)		Pressão disponível (m)	
J-M (coluna)	Jusante (1)	Trecho (2)	Montante (3)	Jusante (4)	Trecho (5)	Média (6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	Jusante (12)	Montante (13)	Jusante (14)	Montante (15)
1-2	0	105	105	0,00	0,36	0,18	50	0,1	459,47	0,04	459,43	435,7	433,4	23,73	26,07
3-4	0	75	75	0,00	0,26	0,13	50	0,1	459,23	0,01	459,22	442,0	437,1	17,22	22,13
4-2	75	120	195	0,26	0,41	0,47	50	0,2	459,47	0,23	459,23	437,1	433,4	22,13	26,07
5-2	0	80	80	0,00	0,28	0,14	50	0,1	459,47	0,02	459,45	435,7	433,4	23,75	26,07
2-6	380	95	475	1,31	0,33	1,47	50	0,8	461,02	1,56	459,47	433,4	431,6	26,07	29,42
7-6	0	115	115	0,00	0,40	0,20	50	0,1	461,02	0,05	460,98	433,8	431,6	27,18	29,42
6-10	590	120	710	2,04	0,41	2,24	75	0,5	461,62	0,59	461,02	431,6	430,3	29,42	31,32
8-10	0	105	105	0,00	0,36	0,18	50	0,1	461,62	0,04	461,58	431,9	430,3	29,68	31,32
9-10	0	70	70	0,00	0,24	0,12	50	0,1	461,62	0,01	461,60	432,0	430,3	29,60	31,32
10-11	885	80	965	3,05	0,28	3,19	75	0,7	462,37	0,76	461,62	430,3	440,8	31,32	21,57
11-R	965	100	1.065	3,33	0,00	3,33	75	0,75	463,4	1,03	462,37	440,8	463,4	21,57	0,00*
Soma	-	1.065	-	-	3,33	-	-	-	-	4,33	-	-	-	-	-

* Pressão na superfície do solo situado na saída do reservatório (ponto sem distribuição); na tubulação, que estará 0,60 m abaixo da superfície do terreno, a pressão será de 0,60 m.

b) Em redes com tubulações formando malhas / método de seccionamento fictício

Quando a rede é constituída de malhas, ou seja, quando as tubulações são interligadas entre si formando circuitos fechados (ver item 14.10 e Figura 14.4) — que é a situação mais comumente encontrada na prática —, o dimensionamento trecho a trecho exige que, apenas para efeito de cálculo, a rede malhada seja transformada em outra ramificada, por meio de pontos de seccionamento fictício que deem origem a extremidades hipoteticamente livres ao longo dos diversos trechos ramificados em que a rede é transformada (esta transformação pode ser melhor visualizada no Exemplo 14.10). Isto feito, o dimensionamento passa a desenvolver-se como o de uma rede ramificada, conforme explicado no tópico anterior.

Para a localização e a utilização dos pontos de seccionamento fictício, quatro orientações básicas devem ser observadas no método de dimensionamento em questão:

b.1: numa rede de tubulações sob pressão, a água percorre preferencialmente as tubulações de maior diâmetro e com menor comprimento. Assim sendo, o lançamento dos fluxos preferenciais de água deve coincidir com o traçado escolhido para as tubulações tronco e, no caso das tubulações secundárias, com os trechos de menor comprimento;

b.2: os pontos de seccionamento fictício são aqueles que a água pode acessar por dois ou mais percursos distintos (pontos de encontro de duas ou mais setas indicadoras do percurso da água na planta da rede de distribuição);

b.3: para facilitar os cálculos, os pontos de seccionamento são geralmente localizados nos cruzamentos das ruas, de modo a utilizarem-se as cotas altimétricas com que tais cruzamentos são geralmente identificados nos levantamentos topográficos;

b.4: o seccionamento fictício é considerado como tendo sido corretamente realizado quando a maior diferença entre as pressões calculadas para cada ponto de seccionamento, segundo cada um dos possíveis percursos da água até esse ponto, for inferior a 10% da média das pressões obtidas para o ponto em consideração (na situação real não há diferença entre essas pressões, pois esses pontos estão sujeitos à mesma pressão por estarem ligados entre si, ainda que para efeito de cálculo sejam considerados independentes um do outro).

No Exemplo 14.10, apresentado a seguir, essa sequência de dimensionamento pode ser facilmente compreendida e exercitada.

<u>Exemplo 14.10</u>

Dimensionar a pequena rede de distribuição com tubulações formando malhas, destinada a um condomínio constituído de prédios pequenos de apartamentos, cujo arruamento, que se inicia no ponto 7, está representado na Figura 14.18,

sendo dados os seguintes valores relativos ao alcance do projeto: população = 1.300 hab; consumo *per capita* médio macromedido = 200 L/hab.dia; k_1 = 1,2 e k_2 = 1,5; NA máximo do reservatório = 854,0 m; NA mínimo do reservatório = 851,5 m.

Solução

Por se tratar de uma rede de pequena extensão, vamos adotar o método de dimensionamento trecho a trecho, utilizando o seccionamento fictício pelo fato de as tubulações formarem malhas.

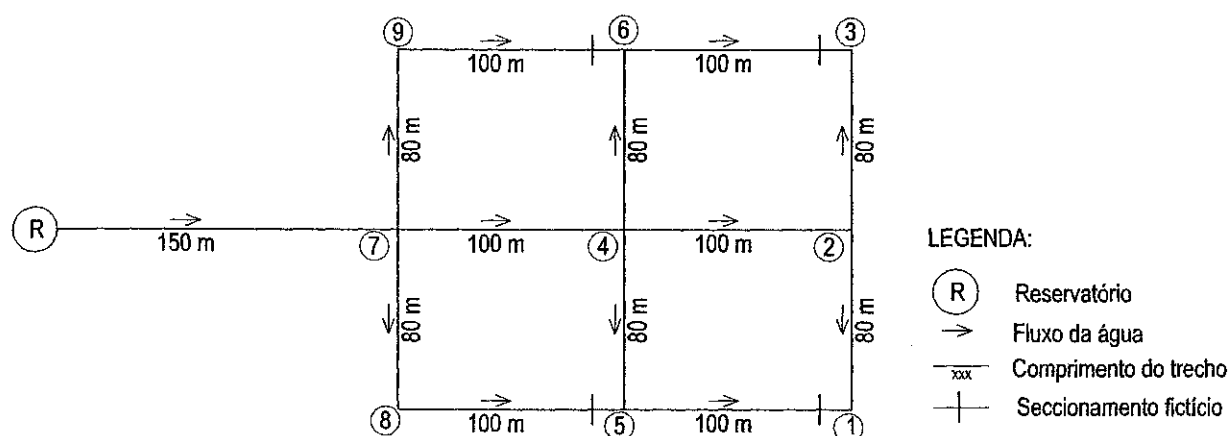



Figura 14.18 - Esquema de dimensionamento de rede de distribuição em malha pelo método trecho a trecho ou por seccionamento fictício

- Cálculo da área de projeto

  Somando os comprimentos das ruas, indicados na Figura 14.18, chega-se a L = 1.080 m, lembrando que o trecho R-7 não é arruamento, mas sim acesso ao reservatório (sem moradias).
  Este comprimento é bastante razoável para o tipo de ocupação previsto: prédios pequenos de apartamento , correspondendo a 1.080 m ÷ 1.300 hab = 0,8 m/hab. Por outro lado, sendo de 90 m a dimensão média dos quarteirões [(100 + 80)/2], tem-se que: o comprimento de ruas por hectare deve ser de cerca de $2 \times 90/0,9^2 = 222$ m/ha; a área interna e externa à malha pode ser estimada em:[4] 1,33 x (1.080 m/ 222 m/ha) = 6,5 ha; se medida diretamente no

[4] O fator de correção de 1,33, adotado na equação empregada para o cálculo aproximado da área de projeto, destina-se a incluir a área externa à malha, que também faz parte da área de projeto. Essa área externa tem por comprimento o perímetro da malha interna e por largura a metade da dimensão média do quarteirão. Foi avaliada, neste exemplo, como 33% da área interna. Quanto maior a área interna da malha, tanto menor será esse fator de correção.

desenho seriam obtidos 6,4 ha, que é o valor correto, porém muito próximo ao estimado; e a densidade populacional média de projeto será da ordem de 1.300 hab/ 6,5 ha = 200 hab/ha, valor bastante razoável para áreas com prédios pequenos de apartamento — ver Tabela 14.1.

- Cálculo da vazão total de distribuição (Q_D)

  Conforme item 14.3 e Equação 14.1:
  $Q_D = P.q.k_1.k_2 / 86.400 = 1.300 \times 200 \times 1,2 \times 1,5 / 86.400 = 5,42$ L/s

- Cálculo da vazão específica de distribuição por metro de tubulação (q_m)

  Também conforme item 14.3, mas com a Equação 14.3:
  $q_m = P.q.k_1.k_2 / (86.400.L) = 1.300 \times 200 \times 1,2 \times 1,5 / (86.400 \times 1.080) = 0,00502$ L/s.m

- Indicação dos percursos preferenciais da água

  Está feita pelas setas desenhadas na Figura 14.18, de acordo com a orientação básica "b.1".

- Indicação dos pontos de seccionamento fictício

  Está feita por pequenos traços perpendiculares às tubulações, nos pontos de encontro de duas setas com sentidos diferentes, como está explicado na orientação básica "b.2", também apresentada anteriormente.

- Numeração dos trechos

  Sendo cumulativo o cálculo das vazões, fez-se a numeração dos trechos de trás para frente, na mesma sequência em que as vazões se acumulam, resultando a numeração indicada na Figura 14.18.

- Dimensionamento dos trechos

  Está feito na Tabela 14.9, cujo preenchimento seguiu os mesmos passos do Exemplo 14.9, pois, com o seccionamento fictício, a rede em malha foi transformada em rede ramificada.

- Verificação das pressões nos pontos de seccionamento

  Está feita na Tabela 14.10, cujo preenchimento obedeceu à orientação básica "b.4". Como se vê, em todos os pontos de seccionamento, a diferença entre as pressões ficou dentro do limite exigido (10% da média das pressões obtidas para cada ponto seccionado). Geralmente, quando o seccionamento é bem feito, a observância do limite de 10% sempre ocorre. Quando isto não se dá, a primeira providência a adotar é verificar se não houve erro no preenchimento das planilhas de dimensionamento, o que é muito comum pelo grande número de dados manuseados. Não havendo erro na planilha, devem ser revistos os fluxos de água idealizados anteriormente.

Tabela 14.9 - Dimensionamento de rede em malha pelo método trecho a trecho (seccionamento fictício)

Trecho	Comprimento (m)			Vazão (l/s)			D	V	Cota piezom. montante (m)	Perda de carga (m)	Cota piezom. jusante (m)	Cota terreno (m)		Pressão disponível (m)	
J-M	Jusante	trecho	montante	jusante	trecho	média	mm	m/s				jusante	montante	jusante	montante
1-2	0	80	80	0,00	0,40	0,20	50	0,1	848,64	0,03	848,61	823,7	829,2	24,91	19,44
3-2	0	80	80	0,00	0,40	0,20	50	0,1	848,64	0,03	848,61	836,0	829,2	12,61	19,44
2-4	160	100	260	0,80	0,50	1,05	50	0,5	849,52	0,88	848,64	829,2	830,8	19,44	18,72
1-5	0	100	100	0,00	0,50	0,25	50	0,1	849,19	0,06	849,13	823,7	824,9	25,43	24,29
5-4	100	80	180	0,50	0,40	0,70	50	0,4	849,52	0,33	849,19	824,9	830,8	24,29	18,72
3-6	0	100	100	0,00	0,50	0,25	50	0,1	849,19	0,06	849,13	836,0	835,1	13,13	14,09
6-4	100	80	180	0,50	0,40	0,70	50	0,4	849,52	0,33	849,19	835,1	830,8	14,09	18,72
4-7	620	100	720	3,11	0,50	3,36	75	0,8	850,57	1,05	849,52	830,8	831,4	18,72	19,17
5-8	0	100	100	0,00	0,50	0,25	50	0,1	850,23	0,06	850,17	824,9	826,7	25,27	23,53
8-7	100	80	180	0,50	0,40	0,70	50	0,4	850,57	0,33	850,23	826,7	831,4	23,53	19,17
6-9	0	100	100	0,00	0,50	0,25	50	0,1	850,23	0,06	850,17	835,1	834,6	15,07	15,63
9-7	100	80	180	0,50	0,40	0,70	50	0,4	850,57	0,33	850,23	834,6	831,4	15,63	19,17
7-R	1.080	150	1.230	5,42	0,00	5,42	100	0,7	851,50	0,93	850,57	831,4	851,5	19,17	0,00*
Soma		1.230			5,42					4,50					

* Pressão na superfície do solo situado na saída do reservatório (ponto sem distribuição); na tubulação, que estará 0,60 m abaixo da superfície do terreno, a pressão será de 0,60 m.

Tabela 14.10 - Verificação das pressões nos pontos de seccionamento

Nó	Pressões (mca)		Média das pressões (mca)	Maior desvio (mca)	% maior desvio
1	24,91	25,43	25,17	0,26	1,03%
3	12,61	13,13	12,87	0,26	2,02%
5	24,29	25,27	24,78	0,49	1,98%
6	14,09	15,07	14,58	0,49	3,36%

14.13.2 Método de dimensionamento por áreas de influência

Como foi ressaltado no item 14.13, o método de dimensionamento por áreas de influência, usando pontos nodais, aplica-se a áreas de maiores dimensões. Por isso mesmo é o mais usado, visto que, na maioria das vezes, as áreas de projeto excedem os limites de aplicabilidade prática do método de dimensionamento trecho a trecho.

Este método distingue-se por três premissas básicas:

- o dimensionamento detalhado é feito apenas para as tubulações tronco;
- as tubulações secundárias e as áreas que elas abastecem são consideradas como agrupadas em pontos de concentração convenientemente dispostos ao longo das tubulações tronco. Esses pontos de concentração são denominados pontos nodais ou simplesmente nós;
- as tubulações secundárias são objeto somente de duas verificações muito simples de se fazer: (i) verificação da pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável (ponto mais elevado e mais afastado) da área de projeto; (ii) verificação das suas vazões de alimentação, nas respectivas derivações das tubulações tronco, as quais não devem exceder a vazão máxima admitida para o diâmetro dessas mesmas tubulações secundárias.

O dimensionamento da rede de distribuição fica, assim, praticamente resumido ao das tubulações tronco, simplificando-o muito. Seus passos são descritos abaixo.

14.13.2.1 Passos para o dimensionamento de rede de distribuição por áreas de influência

(1) Fazer a verificação prévia da pressão estática máxima e do desnível geométrico existente para garantir a pressão dinâmica mínima;

(2) delimitar as áreas com diferentes densidades populacionais e diferentes vazões específicas (conforme item 14.4), explicitando ou calculando essas vazões específicas (em L/s.ha);

(3) localizar os pontos de consumo singular (grandes consumidores), com as respectivas vazões a serem atendidas pela rede de distribuição;

(4) lançar na planta de dimensionamento as tubulações tronco existentes a serem aproveitadas (com $D \geq 100$ mm);

(5) delimitar os setores de manobra e de medição, seguindo as orientações apresentadas no item 14.11;

(6) posicionar as tubulações tronco, levando em conta as considerações do item 14.10 (traçado dos condutos);

(7) posicionar os pontos nodais ou nós nas tubulações, levando em conta:
- posição dos consumidores singulares;
- localização dos setores de manobra e de macromedição;
- condicionantes para a otimização econômica dos diâmetros das tubulações tronco, a saber: (i) deverá haver sempre um nó no ponto de encontro de duas ou mais tubulações tronco; (ii) a distância máxima entre dois nós sucessivos ao longo de uma mesma tubulação tronco deve ser de aproximadamente 200 m a 400 m (para áreas menores, adotar 200 m; para áreas maiores, 400 m);

(8) delimitar as áreas de influência dos nós, que são geralmente obtidas pelo traçado das mediatrizes das retas que unem os nós vizinhos, complementadas, quando necessário, por bissetrizes dividindo áreas de influência de mais de dois nós (ver Figura 14.20);

(9) calcular a superfície (em hectares) da área de influência de cada nó, subdividida, quando for o caso, segundo as subáreas de diferentes vazões específicas que sobre ela incidirem;

(10) transformar a área de influência de cada nó — calculada em hectares conforme o passo (9) — em vazão de carregamento do nó, o que é feito pelo produto das subáreas de influência do nó de interesse pelas respectivas vazões específicas (em L/s.ha), seguido da totalização do resultado desses produtos para cada nó;

(11) verificar as vazões das tubulações secundárias nos respectivos pontos de derivação das tubulações tronco;

(12) transportar as vazões obtidas no passo anterior para o desenho onde os nós foram dispostos e determinar, em primeira tentativa, as prováveis vazões de cada trecho de tubulação tronco, mediante a acumulação das vazões dos nós, que deve ser feita de trás para frente, a partir do nó mais afastado do reservatório de distribuição ou do ponto de derivação da subadutora (ou da tubulação tronco de hierarquia maior) que abastece a área em questão;

(13) definir o diâmetro de cada um dos trechos das tubulações tronco (com base nas vazões que irão por ela transitar e nos valores de vazão máxima admitidos para cada diâmetro de tubulação comercial, conforme consta na Tabela 14.4); e efetuar o equilíbrio das vazões nos trechos em que as tubulações tronco formam anéis — pelo Método de Hardy-Cross, cuja conceituação teórica e aplicação prática são objeto de livros de Hidráulica, como os de Azevedo Netto *et al.* (1998) e Baptista e Lara (2002);

(14) calcular as perdas de carga, velocidade da água e pressões disponíveis nos trechos e nós das tubulações tronco, verificando o atendimento dos valores limites cabíveis em cada caso;

(15) verificar a pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável da área de projeto;

(16) posicionar e especificar os hidrantes (em cidades cuja demanda de projeto supere 50 L/s, como visto no item 14.12.1), as válvulas de manobra e as válvulas de descarga, e verificar o desempenho hidráulico da rede projetada para possibilitar o funcionamento dos hidrantes.

Exemplo 14.11

Dimensionar a rede de distribuição para a área representada na Figura 14.19, com os seguintes dados para o alcance do projeto: (1) população de projeto: 16.030 hab; (2) densidade populacional da área central: 150 hab/ha; (3) densidade populacional da área periférica: 70 hab/ ha; (4) consumo *per capita* médio macromedido (para toda área): 200 L/hab.dia; (5) $k_1 = 1,2$; (6) $k_2 = 1,5$; (7) dimensões dos quarteirões: 100 m x 100 m; (8) cotas do terreno: conforme Tabela 14.9; (9) abastecimento da área de projeto pela subadutora AA; (10) pressão dinâmica mínima no ponto de derivação da subadutora AA: 791,35 mca; (11) pressão estática máxima no ponto de derivação da subadutora AA: 799,07 mca; (11) cota altimétrica do ponto mais elevado na área de projeto: 770,35 m (ponto A_2); (12) cota altimétrica do ponto mais baixo na área de projeto: 749,93 m (ponto B_2). A área em questão não possui consumidores singulares nem rede de distribuição de água.

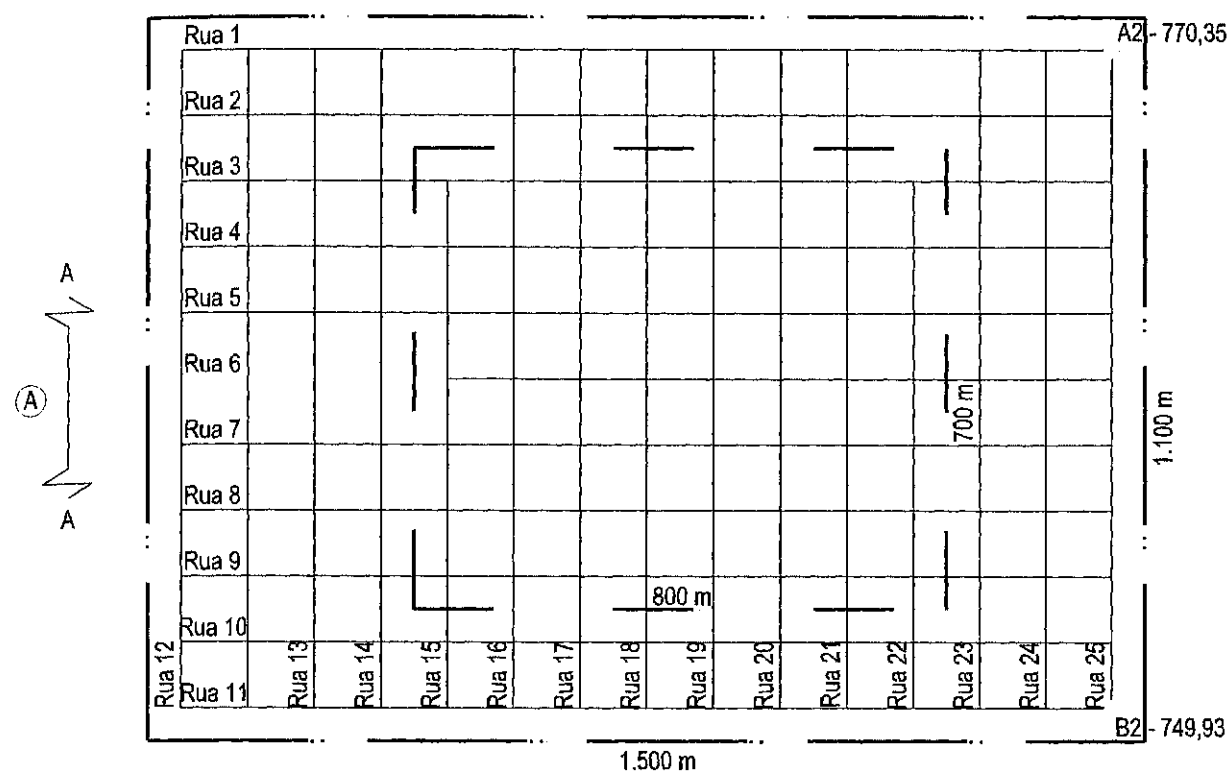



Figura 14.19 - Área de projeto do Exemplo 14.11

Solução

Para resolver este exemplo numérico seguem-se os passos de dimensionamento (1) a (16) descritos no texto que antecedeu imediatamente a este exemplo:

- Verificar a pressão estática máxima e do desnível geométrico existente para garantir a pressão dinâmica mínima - passo (1)

  Segundo o enunciado deste exemplo numérico, a área em questão é abastecida a partir de uma subadutora de água tratada. Logo:

  - a pressão estática máxima é obtida pela diferença entre a cota piezométrica máxima na subadutora (dado do problema) e a cota topográfica do ponto mais baixo do terreno que constitui a área de projeto, ou seja: 799,07 - 749,93 = 49,14 mca < 50 mca. Portanto, atende à NBR 12.218 da ABNT (1994);
  - o desnível geométrico existente para garantir a pressão dinâmica mínima é dado pela diferença entre a cota piezométrica mínima na subadutora (dado

do problema) e a cota topográfica do ponto mais elevado do terreno que forma a área de projeto, ou seja: 791,35 - 770,35 = 21,00 m. Ou seja, valor razoável para atender ao mínimo de 10 mca estabelecido pela NBR 12.218 e para compensar as perdas de carga nas tubulações entre a derivação da subadutora e o ponto mais elevado em questão.

- Delimitar as áreas com diferentes densidades populacionais e diferentes vazões específicas; calcular as vazões específicas - passo (2)

  Está indicada na Figura 14.19, que faz parte do enunciado deste exemplo numérico, constando de duas áreas distintas: a área mais central, com 150 hab/ha, e a área periférica, com 70 hab/ha. O consumo médio *per capita* neste exemplo é único: 200 L/hab.dia.

  Teremos, então, as seguintes vazões específicas, calculadas pela Equação 14.5:

  - área central: q_{a1}: 150 hab/ha x 200 L/hab.dia x 1,2 x 1,5 / 86.400 = 0,625 L/s.ha;
  - área periférica: q_{a2}: 70 hab/ha x 200 L/hab.dia x 1,2 x 1,5 / 86.400 = 0,292 L/s.ha.

- Localizar os pontos de consumo singular (grandes consumidores), com as respectivas vazões a serem atendidas pela rede de distribuição - passo (3)

  Neste exemplo, não há grandes consumidores.

- Lançar as tubulações tronco existentes a serem aproveitadas - passo (4)

  Não há rede existente na área em questão, conforme enunciado deste exemplo.

- Delimitar os setores de manobra e de medição - passo (5)

  O estabelecimento dos setores de manobra pode ser feito pelo critério proposto pela NBR 12.218 (ABNT, 1994) e apresentado no item 14.11, constando da prescrição de que o setor de manobra deve abranger uma área que apresente uma ou mais das seguintes características: a) extensão da rede: 7.000 m a 35.000 m; b) número de economias: 600 a 3.000; c) área: 40.000 m² a 200.000 m² (20 ha).

  A área em questão apresenta os seguintes valores para os parâmetros supracitados:

  - extensão de rede: 11 x 1.400 m + 15 x 1.000 m = 30.400 m;
  - número de economias (estimado): 16.030 hab / 4,4 hab/econ = 3.643 economias;
  - área: 1.500 m x 1.100 m = 1.650.000 m² = 165 ha.

Portanto, com base na sua extensão de rede, a área em questão pode constituir apenas um setor de manobra.

No que se refere aos critérios para o estabelecimento dos setores de medição referenciados no item 14.11.2, notadamente o que estabelece em 25 km o comprimento máximo da rede de cada setor de medição, tem-se que a área em causa, com 30,4 km de rede, excede em 20% o referido limite. No mesmo item 14.11.2, defende-se a unificação dos critérios de estabelecimento dos setores de medição com os de definição dos setores de manobra, com prevalência destes últimos. Assim sendo, considerando-se que o excesso de 20% não é exagerado, a área de projeto em questão pode constituir também um único setor de medição, coincidente com o setor de manobra, sendo esta a solução adotada neste dimensionamento.

A concepção com um único setor que seja ao mesmo tempo de manobra e de medição é muito vantajosa por demandar a instalação de apenas um macromedidor de vazão, de um medidor de pressão e, como é discutido no passo (16), também de uma única válvula de manobra, a serem instalados, todos eles, na derivação da subadutora que abastecerá a área em causa.

Este exemplo aponta para uma diretriz importante defendida no item 14.11, válida inclusive para cidades que demandem mais de um setor de medição e mais de um setor de manobra: os critérios para a delimitação desses setores devem ser compatibilizados para permitir a superposição dos setores de medição com os setores de controle. Isto ocorrendo, os setores assim unificados são dotados de redes de distribuição independentes, permitindo a minimização do número de medidores e de válvulas de manobra a serem instalados e tornando mais factível a operacionalização dos referidos setores, a exemplo do modelo de rede em blocos, ilustrado na Figura 14.11.

- Posicionar as tubulações tronco - passo (6)

  São diversos os fatores a serem considerados para o posicionamento das tubulações tronco, conforme exposto no item 14.10, além da necessidade de compatibilizar esse traçado com a disposição dos setores de medição e de manobra. Porém, antes de tudo, é preciso ter-se a noção de quais são as distâncias máximas de alcance das tubulações tronco, que, como foi visto, dependem do tipo de traçado de tais tubulações, das dimensões dos quarteirões e da vazão específica da área correspondente. Para este exemplo, as distâncias máximas são calculadas abaixo, seguindo o roteiro de cálculo apresentado no item 14.10:

  - distância máxima (d_{max}) para uma única tubulação tronco ou para tubulação externa de anel até a sua área de influência do lado de fora do anel:

- para área periférica: $d_{max} = Q_s/(q_a.L_p)$ = 1,4 / (0,292 x 1,0) = 4,79 hm = 479 m
- para área central: $d_{max} = Q_s/(q_a.L_p)$ = 1,4 / (0,625 x 1,0) = 2,24 hm = 224 m

Observando a Figura 14.19, vê-se que é possível haver uma única tubulação tronco apenas na área periférica, passando pelo seu eixo de simetria (Rua 6), cuja distância até os limites externos da área de projeto é de 550 m. Já na área central, é mais lógica a adoção de tubulações formando anel (melhor situação do que a disposição em grelha, em face das distâncias envolvidas e também por favorecer o escoamento hidráulico).

Caso os quarteirões não fossem quadrados, haveria quatro distâncias máximas a serem observadas, duas para cada área de vazão específica diferente, como se viu no item 14.10.1.

- Distância máxima (d) entre tubulações tronco formando anel, na área central, calculada pela Equação 14.13:
- $[q_a/(2Q_s)]d^2 - [(L_1+L_2) / (L_1.L_2)]d + 2 = 0$
- $[0,625/(2 \times 1,4)]d^2 - [(1,0 + 1,0) / (1,0 \times 1,0)]d + 2 = 0$
- $0,223d^2 - 2d + 2 = 0$

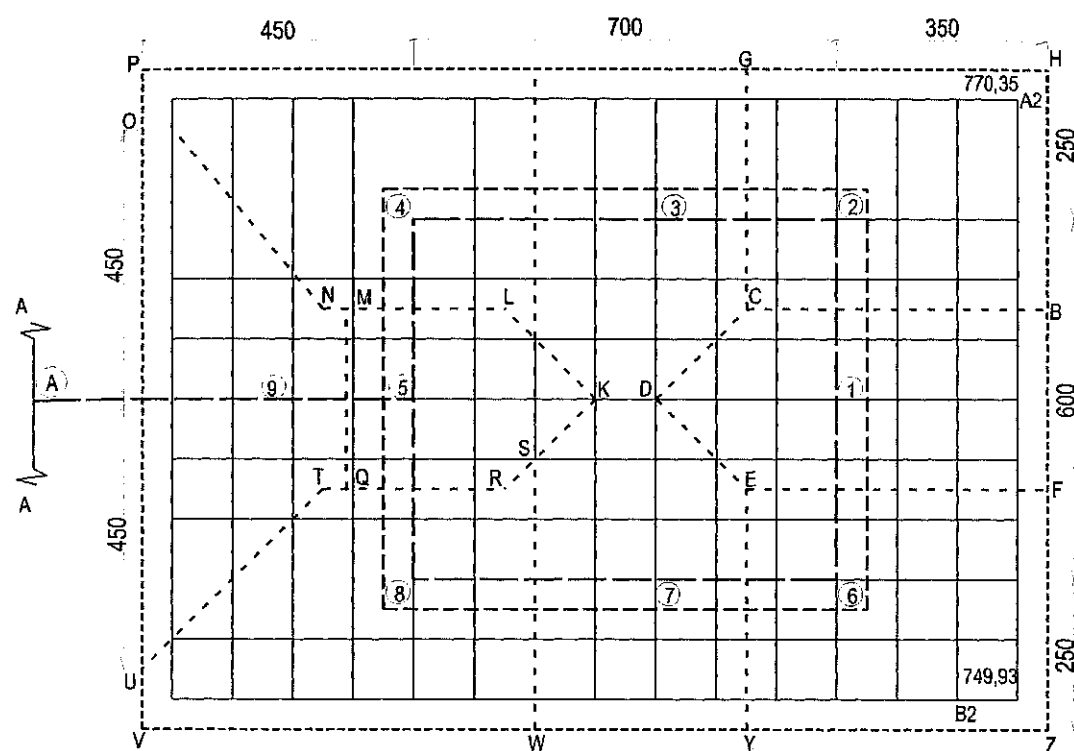
Resolvendo a equação do segundo grau, obtém-se a raiz de maior valor:

d = 7,8 hm = 780 m

Por este cálculo, a distância máxima entre as tubulações tronco formando anel é de 780 m. E, pelo cálculo do tópico anterior, a distância máxima entre essas tubulações tronco e os limites da área externa ao anel é de 224 m na área central e de 479 m na área periférica.

Procurando aproveitar ao máximo as distâncias calculadas acima, uma disposição econômica para as tubulações tronco seria a indicada na Figura 14.20.

Caso houvesse grandes consumidores, poderiam ser necessárias tubulações tronco específicas para atendimento desses consumidores. Porém, o traçado das tubulações tronco principais, conforme proposto, não se alteraria (os troncos para os grandes consumidores seriam como que ramificações dos troncos principais).

Uma vez feito esse traçado teórico, caberia a inspeção de campo para ver se as ruas escolhidas para a localização das tubulações tronco atenderiam também às demais condições especificadas no item 14.10 (proximidade a edifícios principais e a serem protegidos contra incêndio; ruas com pavimentação menos onerosa; ruas com menor trânsito). Admitindo que a maioria dessas condições tenham sido atendidas, adota-se o traçado apresentado na Figura 14.20. (Caso houvesse algum conflito com as condições desejáveis, o traçado deveria ser modificado, porém respeitando as distâncias máximas e procurando situá-lo o mais próximo possível dos eixos de simetria das respectivas áreas de influência.)

LEGENDA:

- Tubulação tronco
- Tubulação secundária
- Subadutora de água tratada
- Limite de áreas com diferentes densidades populacionais
- Limite das áreas de influência dos nós
- Limite da área de projeto

Figura 14.20 - Traçado das tubulações tronco do Exemplo 14.11 e das áreas de influência de seus nós

- Posicionar os nós nas tubulações tronco - passo (7)

Considerando que no exemplo em questão não há consumidores singulares e a área de projeto constitui apenas um setor de medição e de manobra, há que se observar tão somente a terceira orientação deste passo (7), apresentada no item 14.13.2. Assim sendo, foi colocado um nó no ponto de encontro das tubulações tronco e um nó a cada 300 m ou 400 m de distância do nó anterior, como se mostra na Figura 14.20. Para facilitar a divisão das áreas de influência, procurou-se também dispor os nós da forma mais simétrica possível entre eles.

- Delimitar as áreas de influência dos nós - passo (8)

  Esta etapa foi feita com base nas orientações indicadas para o passo em questão no início deste item 14.13.2, resultando nas áreas de influência dos nós que constam na Figura 14.20, e cujos contornos estão indicados na Tabela 14.11, para facilitar as suas identificações.

  Se houvesse apenas o anel com os nós localizados em seus vértices, as áreas de influência dos nós seriam obtidas pelo traçado apenas das mediatrizes das retas que unem os nós vizinhos. Contudo, como há nós intermediários nas tubulações do anel e ainda uma tubulação tronco isolada interferindo neste último, teve-se de recorrer também ao traçado de bissetrizes dos ângulos formados pelas tubulações tronco convergentes, de modo que, com a composição das mediatrizes e bissetrizes incidentes sobre áreas comuns, se chegasse à definição da área de domínio de cada nó, como está desenhado na Figura 14.20.

  A orientação básica que preside esta operação é a seguinte: a reta a se adotar para demarcar o limite da área de cada nó (mediatriz ou bissetriz) deve deixar num de seus lados os pontos mais próximos de um dos dois nós considerados e, no lado oposto, os pontos mais próximos do outro nó do par em questão. Ou seja, as retas divisórias devem ser o lugar geométrico dos pontos equidistantes dos nós responsáveis pelo abastecimento das áreas contíguas consideradas.

- Calcular a superfície (em hectares) das áreas de influência dos nós, subdividida segundo as subáreas de diferentes vazões específicas; calcular as vazões de carregamento de cada nó e verificar as vazões nas tubulações secundárias, em seus pontos de derivação das tubulações tronco - passos (9), (10) e (11)

  Os resultados desses cálculos encontram-se na Tabela 14.11, onde se nomeia também o contorno de cada área de influência, para facilitar a sua visualização.

  O valor das áreas foi obtido pelo cálculo das superfícies das figuras geométricas que formam essas áreas (retângulos, quadrados, triângulos ou trapézios, basicamente).

  Os valores das vazões foram determinados mediante as seguintes operações:

- para áreas com vazão específica da área central (q_{a1}), multiplicaram-se as superfícies dessas áreas pela vazão específica q_{a1} = 0,625 L/s.ha, calculada no passo (2);
- para áreas com vazão específica da área periférica (q_{a2}), multiplicaram-se as superfícies dessas áreas pela vazão específica q_{a2} = 0,292 L/s.ha, calculada no passo (2).

Tabela 14.11 - Áreas de influência e vazões de carregamento dos nós; vazões nos pontos de derivação das tubulações tronco

Nó	Contorno	Área interna anel (ha)			Área externa anel (ha)			Vazão (L/s)			Nº derivações		Vazão p/ derivação	
		Ref q_{a1}	Ref q_{a2}	Total	Ref q_{a1}	Ref q_{a2}	Total	Área interna anel	Área externa anel	Total	Área interna anel	Área externa anel	Área interna anel	Área externa anel
1	BCDEFB	6,75	0,00	6,75	1,50	9,00	10,50	4,22	3,57	7,78	3	3	1,41	1,19
2	BCGH	2,25	0,00	2,25	1,75	16,00	17,75	1,41	5,77	7,17	2	4	0,70	1,44
3	GIJKDCG	8,88	0,00	8,88	1,75	7,00	8,75	5,55	3,14	8,69	4	4	1,39	0,78
4	JLMNOPIJ	3,13	0,00	3,13	2,00	16,50	18,50	1,96	6,07	8,02	2	4	0,98	1,52
5	KJLMQRSK	6,75	0,00	6,75	1,50	1,50	3,00	4,22	1,38	5,59	3	2	1,41	0,69
6	EFZYE	2,25	0,00	2,25	1,75	16,00	17,75	1,41	5,77	7,17	2	4	0,70	1,44
7	DEYWSKD	8,87	0,00	8,87	1,75	7,00	8,75	5,54	3,14	8,68	4	4	1,39	0,78
8	TQRSWVUT	3,12	0,00	3,12	2,00	16,50	18,50	1,95	6,07	8,02	2	4	0,98	1,52
9	MNOUTQM	0,00	0,00	0,00	0,00	19,50	19,50	0,00	5,69	5,69	0	8	0,00	0,71
Soma		42,00	0,00	42,00	14,00	109,00	123,00	26,25	40,58	66,83	22	37	1,19	1,10

Já as vazões nas tubulações secundárias, em seus pontos de derivação das tubulações tronco, também mostradas na Tabela 14.11, são o resultado da divisão da vazão no nó pelo número de derivações a ele associado (obtido da Figura 14.20, considerando-se duas situações: derivações na área interna ao anel e derivações na área externa ao anel). Os resultados mostraram-se compatíveis com a vazão máxima admitida para as tubulações secundárias (1,4 L/s para DN = 50 mm), pois apenas nos nós 4 e 8 eles excedem ligeiramente o limite máximo de 1,4 L/s, o que é automaticamente compensado pela folga existente nos nós vizinhos, quando do equilíbrio a ser promovido naturalmente pela água em sua movimentação real pelas tubulações.

- Transportar para o desenho as vazões calculadas para os nós e indicar as vazões de cada trecho das tubulações tronco - passo (12)

  É o que está feito na Figura 14.21. Para o cálculo inicial das vazões nos trechos, partiu-se do nó mais distante da unidade responsável pelo abastecimento de toda a rede considerada (no caso, a subadutora AA), ou seja, o nó 1, cuja vazão de carregamento é 7,8 L/s. Considerando que são iguais os comprimentos das duas linhas de tubulações tronco que chegam ao nó 1, admitiu-se, como primeira tentativa, que a vazão de carregamento desse nó seja dividida igualmente por cada um dos trechos de tubulações tronco que chegam ao nó 1, resultando numa vazão de 3,9 L/s para o trecho 1-2 e de 3,9 L/s para o trecho 1-6. As vazões dos demais trechos foram calculadas, de trás para frente, a partir desses dois trechos iniciais, com a acumulação das vazões dos nós que cada trecho supre.

- Definir o diâmetro de cada um dos trechos das tubulações tronco e efetuar o equilíbrio das vazões nos trechos em anel - passo (13)

  Os diâmetros estão definidos na Tabela 14.12, com base nas suas vazões máximas que constam na Tabela 14.4, devendo ser observado também que, em anéis de distribuição, o diâmetro mínimo da tubulação tronco deve ser de 100 mm.

  O equilíbrio das vazões no anel formado pelos nós 1 a 8 está feito na Tabela 14.12 pelo Método de Hardy-Cross.

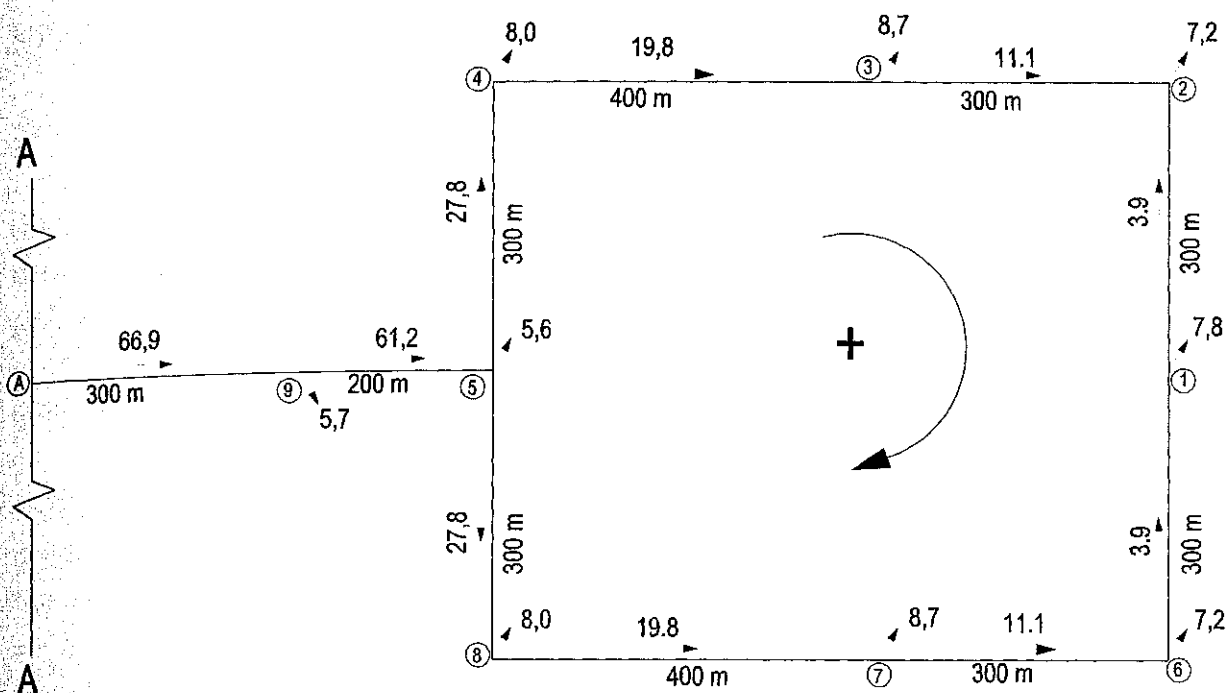



Figura 14.21 - Esquema para dimensionamento das tubulações tronco do Exemplo 14.11

Tabela 14.12 - Equilíbrio das vazões no anel pelo Método de Hardy-Cross

Anel	Trecho	L (m)	Q (L/s)	DN (mm)	h_f (mca)	h_f/Q (m/L/s)	ΔQ* (L/s)	Q (L/s)	DN (mm)	h_f (mca)	h_f/Q (m/L/s)	V (m/s)
Único	5-4	300	27,8	200	1,31	0,05	0,000	27,800	200	1,31	0,05	0,88
	4-3	400	19,8	150	3,80	0,19	0,000	19,800	150	3,80	0,19	1,12
	3-2	300	11,1	150	0,98	0,09	0,000	11,100	150	0,98	0,09	0,63
	2-1	300	3,9	100	1,02	0,26	0,000	3,900	100	1,02	0,26	0,50
	5-8	300	-27,8	200	-1,31	0,05	0,000	-27,800	200	-1,31	0,05	0,88
	8-7	400	-19,8	150	-3,80	0,19	0,000	-19,800	150	-3,80	0,19	1,12
	7-6	300	-11,1	150	-0,98	0,09	0,000	-11,100	150	-0,98	0,09	0,63
	6-1	300	-3,9	100	-1,02	0,26	0,000	-3,900	100	-1,02	0,26	0,50
	Total		0,00		0,00	1,18				0,00	1,18	
	ΔQ*				0,000					0,000		

$$* \Delta Q = -\frac{\Sigma h_f}{1{,}85 \times \Sigma (h_f/Q)}$$

Com relação ao preenchimento e aos resultados da Tabela 14.12, cumpre ressaltar que:

- as vazões foram tiradas da Figura 14.21, atribuindo-se sinal positivo às vazões cujo caminhamento, no anel, se dá no sentido horário (caso das vazões dos trechos 5-4, 4-3, 3-2 e 2-1), e sinal negativo àquelas cujo sentido é anti-horário (vazões dos trechos 5-8, 8-7, 7-6 e 6-1);
- os diâmetros comerciais (DN) dos trechos, conforme já ressaltado, foram determinados com base na Tabela 14.4 para a respectiva vazão do trecho,

sendo 100 mm o diâmetro mínimo das tubulações tronco em anéis de distribuição;

- as perdas de carga h_f foram calculadas pela Fórmula de Hazen-Williams, com C = 130;
- ΔQ é a correção de vazão que deve ser somada às vazões atribuídas inicialmente aos diversos trechos de tubulações tronco que constituem o anel (conforme Figura 14.21), para que as vazões estejam balanceadas. Seu cálculo é feito pela expressão: $\Delta Q = - \Sigma h_f / [1{,}85\ \Sigma(h_f/Q)]$. Essa correção deve ser feita tantas vezes quantas necessárias, até que se obtenham $\Delta Q \leq 0{,}1$ L/s e $\Sigma h_f \leq 0{,}05$ mca;
- no exemplo em questão, em que excepcionalmente o anel possui os seus trechos absolutamente simétricos entre si, foi possível obter já de início uma distribuição de vazão perfeitamente balanceada, o que foi confirmado pelos resultados da Tabela 14.12, obtendo-se $\Sigma Q = 0{,}0$ L/s, $\Sigma h_f = 0{,}0$ e $\Delta Q = 0{,}000$ já na primeira rodada de ajuste. Mesmo assim, a referida tabela apresenta os cálculos da segunda rodada, com $\Delta Q = 0{,}000$, apenas para ilustrar como seriam feitos os cálculos da segunda rodada de ajuste caso $\Sigma Q \leq 0{,}1$ L/s e $\Sigma h_f \leq 0{,}05$ mca. Já na verificação deste mesmo anel com a operação de um hidrante, realizada mais adiante na Tabela 14.15, houve a necessidade de uma segunda rodada de ajuste de vazões, visto que a consideração da vazão do hidrante eliminou a simetria antes existente;
- no caso de anéis que não sejam simétricos ou quando houver dois ou mais anéis contíguos (situação típica de áreas muito grandes), o balanceamento das vazões é mais complexo, exigindo duas ou mais reiterações para o cálculo das vazões (Q), sobretudo no caso de anéis contíguos, conforme pode ser visto em Azevedo Netto *et al.* (1998) e em Baptista e Lara (2002). Isto reforça o ponto de vista aqui defendido sobre a adoção de redes independentes para os setores de medição e controle, que resultarão em anel único ou número limitado de anéis para áreas com densidades demográficas e vazões de consumo que não sejam elevadas. Não obstante deve ser ressaltado que a utilização de *softwares* específicos para dimensionamento de rede de distribuição de água torna estes cálculos muito simples e rápidos;
- no balanceamento de vazões pelo Método de Hardy-Cross, o que ocorre é a melhor utilização dos trechos com menor comprimento ou diâmetro mais folgado, para os quais desvia-se uma parcela maior de vazão, como é feito automaticamente pela água na situação real.

- Calcular as perdas de carga, velocidade da água e pressões disponíveis nos trechos ou nós das tubulações tronco, verificando o atendimento dos valores limites cabíveis em cada caso - passo (14)

  Todas estas operações estão feitas na Tabela 14.13, em relação à qual cabem as seguintes observações:

  - os dados dos trechos que formam o anel de distribuição, já calculados na Tabela 14.12, foram simplesmente transpostos daí para a Tabela 14.13;
  - os dados dos nós da tubulação tronco que não forma anel foram calculados como se fez no tópico de dimensionamento trecho a trecho, pois, na verdade, após o balanceamento de vazão pelo Método de Hardy-Cross, o método de dimensionamento das tubulações tronco transforma-se no método aplicável a tubulações ramificadas, ou seja, o método trecho a trecho;
  - como é típico do dimensionamento trecho a trecho, a primeira parte do preenchimento da tabela (cálculos da vazão, da velocidade e da perda de carga) é feita de trás para frente, pois todos os cálculos se relacionam à vazão, que é calculada cumulativamente nessa mesma direção (de jusante para montante). Já os cálculos relativos à cota piezométrica e à pressão disponível são realizados de montante para jusante, a partir da pressão dinâmica mínima na unidade responsável pelo abastecimento da área em questão (no caso a subadutora de água tratada, AA), cuja pressão dinâmica mínima (791,35 mca) é um dado do enunciado do problema;
  - como se pode observar na Tabela 14.13, todas as pressões obtidas nos nós são superiores à pressão dinâmica mínima de 10 mca, o que atende à NBR 12.218 (ABNT, 1994);
  - as colunas intituladas "diferença de pressão no nó" destinam-se à verificação das diferentes pressões em nós alimentados por mais de um percurso distinto da água. Isto ocorre apenas no nó 1, que é abastecido pela tubulação tronco formada pelos trechos 5-4-3-2-1 e pela tubulação constituída pelos trechos 5-8-7-6-1. Devido à plena similaridade entre essas duas tubulações, não há diferença entre as duas pressões obtidas para o nó 1. Mas isso é uma exceção. Na maioria dos casos, haverá diferença entre essas pressões, sendo admissível a variação que não exceda 10% da média das pressões obtidas (mesmo critério visto no dimensionamento por seccionamento fictício).

Tabela 14.13 - Pressão disponível e velocidade nas tubulações tronco do Exemplo 14.11

Nó	Trecho	Comprimento (m)	Vazão (L/s)	DN (mm)	Velocidade (m/s)	h_f		Nó		Pressão no nó (mca)	Dif. pressão no nó	
						Trecho (mca)	A - Nó (mca)	Cota piez. (mca)	Cota terreno (m)		Dif. (mca)	%
A	-	-	-	-	-	-	-	791,35	750,32	41,03	-	-
9	A-9	300	66,9	300	0,95	0,93	0,93	790,42	751,20	39,22	-	-
5	9-5	200	61,2	300	0,87	0,52	1,45	789,90	752,63	37,27	-	-
4	5-4	300	27,8	200	0,88	1,31	2,77	788,58	753,72	34,86	-	-
3	4-3	400	19,8	200	0,63	0,94	3,70	787,65	755,50	32,15	-	-
2	3-2	300	11,1	150	0,63	0,98	4,68	786,67	758,05	28,62	-	-
1	2-1	300	3,9	100	0,50	1,02	5,69	785,66	755,95	29,71	-	-
8	5-8	300	27,8	200	0,88	1,31	2,77	788,58	748,89	37,69	-	-
7	8-7	400	19,8	200	0,63	0,94	3,70	787,65	751,54	36,11	-	-
6	7-6	300	11,1	150	0,63	0,98	4,68	786,67	753,93	32,74	-	-
1	6-1	300	3,9	100	0,50	1,02	5,69	785,66	755,95	29,71	0,00	0,00

- Proceder à verificação da pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável da área de projeto - passo (15)

  O ponto mais desfavorável no tocante à pressão dinâmica mínima é aquele que possui maior cota altimétrica e está localizado à maior distância da unidade responsável pelo abastecimento da área em estudo. No caso deste exemplo, é o ponto A2, indicado na Figura 14.20 (dado do enunciado do problema).

  O ponto A2 situa-se na área de influência do nó 2 do anel de distribuição. Na Figura 14.22 - parte (a), reproduzem-se as tubulações secundárias que são abastecidas pelo nó 2, indicando-se nelas os pontos de seccionamento a serem considerados para o seu dimensionamento pelo método trecho a trecho.

  As tubulações secundárias que partem do nó 2 para chegar até o ponto A2 formam uma rede ramificada como está desenhado na Figura 14.22 - parte (b).

  Para fazer o dimensionamento pelo método trecho a trecho é preciso conhecer o valor do coeficiente de distribuição linear para a área correspondente, que, no presente caso, é a área periférica indicada na Figura 14.19, com as seguintes características, obtidas na referida figura ou fornecidas pelo enunciado deste exemplo numérico:

  - superfície: 109 ha; comprimento das ruas: 21.400 m (calculado a partir da Figura 14.19);
  - densidade populacional: 70 hab/ha; consumo *per capita* médio: 200 L/hab.dia; $k_1 = 1{,}2$; $k_2 = 1{,}5$ (dados do enunciado deste exemplo);
  - com base nesses dados, calcula-se o coeficiente de distribuição linear pela Equação 14.3:

  $$q_m = 1{,}2 \times 1{,}5 \times 200 \times (109 \times 70) / (86.400 \times 21.400) = 0{,}00149 \text{ L/s.m}$$

e também calcula-se, pela Equação 14.14, o comprimento máximo de tubulações secundárias de DN = 50 mm (com Q_S = 1,4 L/s) que pode ser alimentado por cada derivação da tubulação tronco:

$L_{max} = Q_S / q_m = 1{,}4 / 0{,}001486 = 942$ m (na área periférica).

A verificação da pressão dinâmica disponível no ponto A2 está feita na Tabela 14.14, tomando por base o esquema unifilar da Figura 14.22 (b) e a vazão de distribuição linear q_m = 0,00149 L/s.m calculada acima.

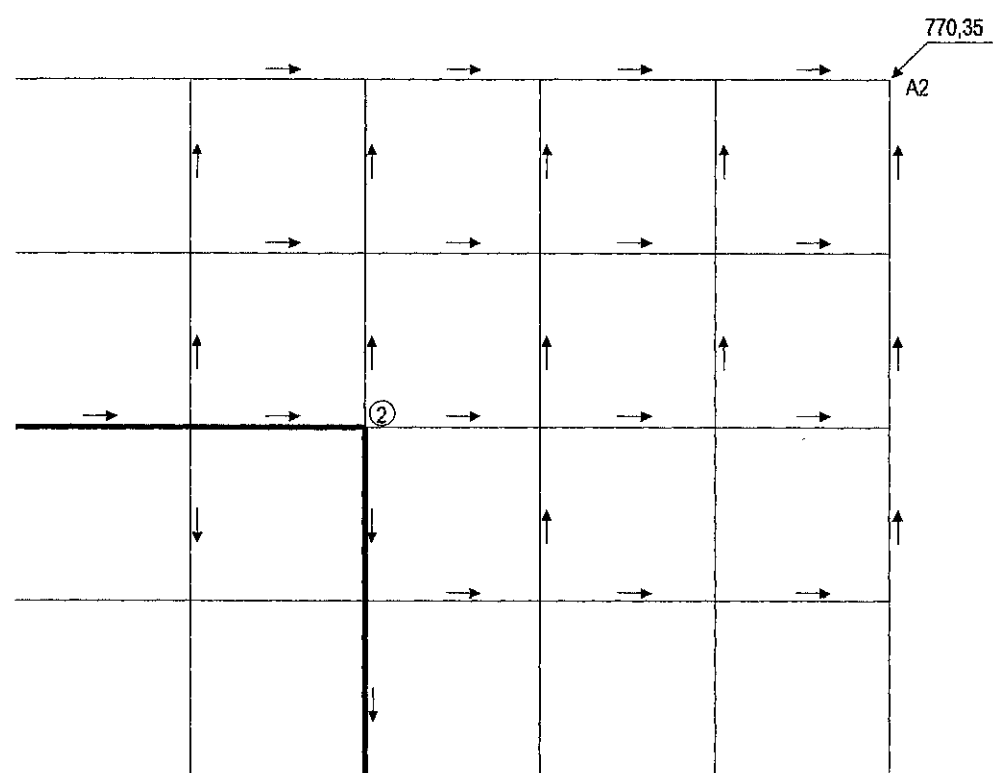
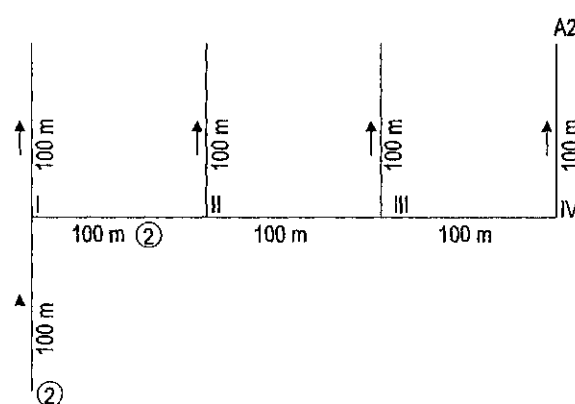



Figura 14.22 - Tubulações secundárias que alimentam o ponto mais elevado da rede (A2)

Tabela 14.14 - Verificação da pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável (A_2)

Trecho J-M	Comprimento (m)		Vazão média (L/s)	DN (mm)	Cota piezom. montante (mca)	Perda de carga (mca)	Cota piezom. jusante (mca)	Cota terreno jusante (m)	Pressão disponível jusante (mca)
	jusante	trecho							
A2-IV	0	100	0,07	50	784,55	0,01	784,84	770,35	14,49
IV-III	100	100	0,22	50	784,90	0,05	784,85	-	-
III-II	300	100	0,52	50	785,14	0,24	784,90	-	-
II-I	500	100	0,82	50	785,69	0,55	785,14	-	-
I-2	700	100	1,12	50	786,67	0,98	785,69	-	-
Soma	-	-	-	-	-	1,83	-	-	-

q_m = 0,00149 L/s.m

Com relação ao preenchimento da Tabela 14.14, cabem as seguintes observações:

- os comprimentos das tubulações foram tirados da Figura 14.22 (b);
- a vazão média de cada trecho foi obtida pela seguinte equação: (comprimento jusante + 1/2 comprimento trecho) x q_m;
- as cotas piezométricas foram calculadas a partir da cota piezométrica do nó 2, igual a 786,67 mca, conforme Tabela 14.13;
- a pressão dinâmica mínima, que ocorre no ponto A2 (ponto mais desfavorável, segundo enunciado do problema), foi calculada como igual a 14,49 mca (ver Tabela 14.14), valor superior ao mínimo de 10 mca.

Também o comprimento total das tubulações secundárias entre o nó 2 e o ponto A2 (800 m) é inferior ao comprimento máximo calculado acima para a área onde elas se situam (942 m).

- Posicionar e especificar os hidrantes, as válvulas de manobra e as válvulas de descarga, e efetuar a verificação do desempenho hidráulico da rede para possibilitar o funcionamento dos hidrantes - passo (16)

  a) Posicionamento e especificação dos hidrantes: admitindo que a área em questão integre cidade com demanda de projeto maior que 50 L/s, os hidrantes foram posicionados como se indica na Figura 14.23, tendo sido obedecidas as orientações do item 14.12.1, ou seja, eles estarão localizados ao longo das tubulações com diâmetro de 150 mm, espaçados entre si no máximo 600 m, contados ao longo dos eixos das ruas. Admitindo que os locais de instalação dos hidrantes (ao longo das tubulações tronco, na área central, em que a densidade populacional é de 150 hab/ha) sejam um misto de área residencial com área comercial, os hidrantes serão os de maior capacidade (20 L/s), do tipo hidrante de coluna, com orifício de entrada de 100 mm.

b) Posicionamento e especificação das válvulas de manobra: como a área de projeto constitui apenas um setor de manobra e de medição, está prevista a instalação de tão somente uma válvula de parada, na derivação da subadutora de água tratada no ponto A, indicado na Figura 14.23. Ela terá o mesmo diâmetro da tubulação onde será instalada, ou seja, 300 mm.

- A não instalação de válvulas de controle nas derivações das tubulações tronco baseia-se nos seguintes fatos: (i) as tubulações tronco não alimentam outros setores além deste que abrange toda a área de projeto em consideração e que constitui uma rede de distribuição independente; (ii) as tubulações tronco suportam bem a solicitação de combate a incêndio, como se verá na alínea seguinte.

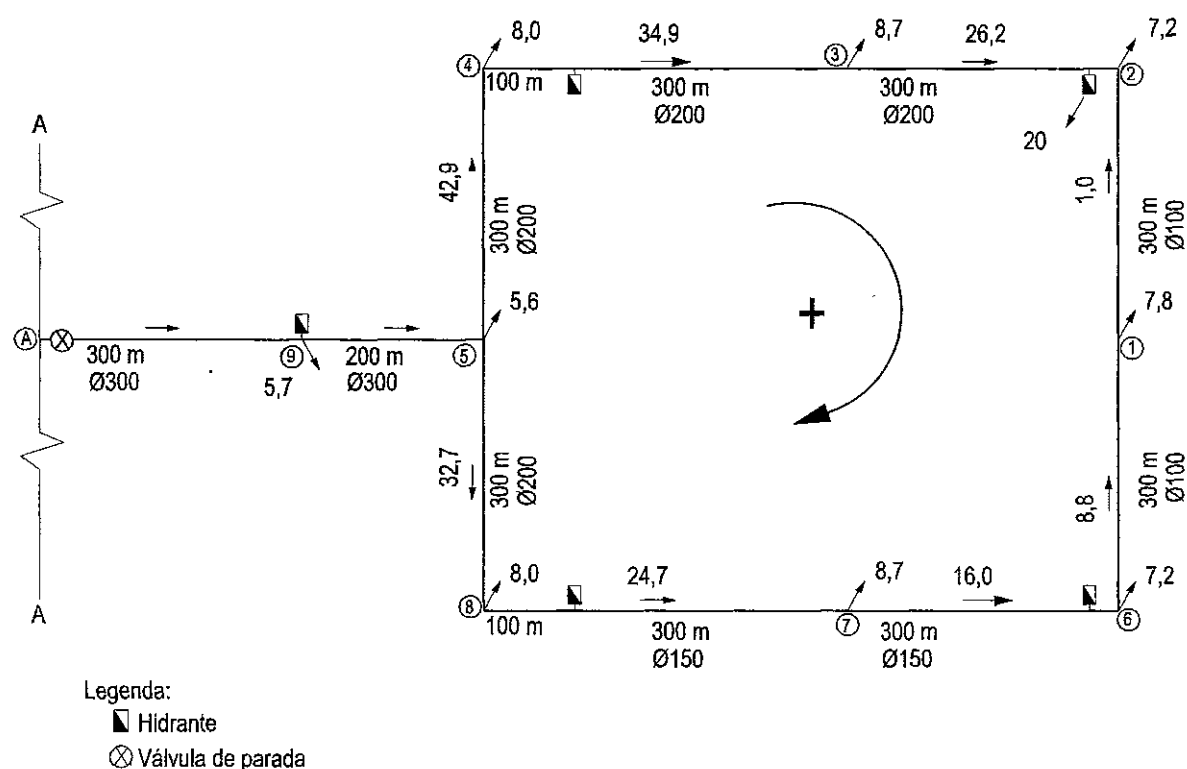



Figura 14.23 - Distribuição das vazões com um hidrante funcionando próximo ao nó 2

c) Posicionamento e especificação das válvulas de descarga: como não foi fornecido o levantamento topográfico da área em questão, fica impossível efetuar o posicionamento completo das válvulas de descarga. Não obstante, é possível definir que haverá uma válvula de descarga no ponto B2, indicado na Figura 14.20 como o ponto mais baixo da área de projeto. Como nesse ponto é de 50 mm o diâmetro da tubulação da rede de distribuição, a válvula de descarga a ser aí instalada terá também o diâmetro de 50 mm.

d) Verificação do desempenho hidráulico da rede de distribuição projetada para possibilitar o funcionamento dos hidrantes: seguindo a orientação apresentada no item 14.12.1, essa verificação foi feita com apenas um hidrante operando de cada vez. A situação mais desfavorável corresponde ao funcionamento do hidrômetro a ser instalado nas proximidades do nó 2, no dia e hora de maior consumo. A distribuição de vazões nas tubulações tronco ficaria, então, como está indicado na Figura 14.23 (1ª tentativa). A verificação do desempenho das tubulações para esta nova situação consta nas Tabelas 14.15 a 14.17. Por elas, vê-se que, no ponto mais desfavorável (ponto A2), a pressão chegará a 6,46 mca, valor que, embora inferior à pressão mínima de 10 mca, pode ser considerado satisfatório por corresponder a uma situação excepcional, de ocorrência que se espera seja rara e de duração relativamente curta.

Tabela 14.15 - Equilíbrio das vazões no anel com hidrante do nó 2 em operação

Anel	Trecho	L (m)	Q (L/s)	DN (mm)	h_f (mca)	h_f/Q (m/L/s)	ΔQ (L/s)	Q (L/s)	DN (mm)	h_f (mca)	h_f/Q (m/L/s)
	5-4	300	42,9	200	2,93	0,07	-0,35	42,55	200	2,89	0,07
	4-3	400	34,9	200	2,67	0,08	-0,35	34,55	200	2,62	0,08
	3-2	300	26,2	150	4,78	0,18	-0,35	25,85	150	4,66	0,18
	5-8	300	-32,7	200	-1,78	0,05	-0,35	-33,05	200	-1,81	0,05
	8-7	400	-24,7	200	-1,41	0,06	-0,35	-25,05	200	-1,45	0,06
	7-6	300	-16,0	150	-1,92	0,12	-0,35	-16,35	150	-2,00	0,12
	6-1	300	-8,8	100	-4,58	0,52	-0,35	-9,15	100	-4,92	0,54
	1-2	300	-1,0	100	-0,08	0,08	-0,35	-1,35	100	-0,14	0,11
Total					0,70	1,08				-0,01	1,10
ΔQ					-0,353					0,003	

Tabela 14.16 - Pressões disponíveis nas tubulações tronco com o hidrante do nó 2 em operação

Nó	Trecho	Comprimento (m)	Vazão (L/s)	DN (mm)	Velocidade (m/s)	h_f		Nó		Pressão no Nó (mca)	Dif. pressão no Nó	
						Trecho (mca)	A - Nó (mca)	Cota piez. (mca)	Cota terreno (m)		Dif. (mca)	%
A	-	-	-	-	-	-	-	791,35	750,32	41,03	-	-
9	A-9	300	86,90	300	1,23	1,50	1,50	789,85	751,20	38,65	-	-
5	9-5	200	81,20	300	1,15	0,88	2,39	788,96	752,63	36,33	-	-
4	5-4	300	42,55	200	1,36	2,89	5,28	786,07	753,72	32,35	-	-
3	4-3	400	34,55	200	1,10	2,62	7,90	783,45	755,50	27,95	-	-
2	3-2	300	25,85	150	1,46	4,67	12,56	778,79	758,05	20,74	-	-
8	5-8	300	33,05	200	1,05	1,81	4,20	787,15	750,89	36,26	-	-
7	8-7	400	25,05	200	0,80	1,45	5,64	785,71	751,54	34,17	-	-
6	7-6	300	16,35	150	0,93	2,00	7,64	783,71	753,93	29,78	-	-
1	6-1	300	9,15	100	1,17	4,92	12,56	778,79	755,95	22,84		
2	1-2	300	1,35	100	0,17	0,14	12,71	778,64	758,05	20,59	0,14	0,63

Tabela 14.17 - Verificação da pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável da rede de distribuição (ponto A2) com um hidrante em operação

Trecho M-J	Comprimento (m) jusante	Comprimento (m) trecho	Vazão média (L/s)	DN (mm)	Cota piezom montante (mca)	Perda de carga (mca)	Cota piezom. jusante (mca)	Cota terreno jusante (m)	Pressão disponível jusante (mca)
5-A2	0	100	0,07	50	776,82	0,01	776,81	770,35	6,46
4-5	100	100	0,22	50	776,87	0,05	776,82		
3-4	300	100	0,52	50	777,11	0,24	776,87		
1-3	500	100	0,82	50	777,66	0,55	777,11		
2-1	700	100	1,12	50	778,64	0,98	777,66		
Soma						1,83			

Referências e bibliografia consultada

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.211 (NB 587/89): Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água*. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.218: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público*. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *P-NB-594: Elaboração de projetos hidráulicos de rede de distribuição de água potável para abastecimento público*. Rio de Janeiro, 1997.

AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Manual de hidráulica*. São Paulo: Edgard Blücher, 1998. 670 p.

BAPTISTA, M.; LARA, M. *Fundamentos de engenharia hidráulica*. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2002. 423 p.

ENNES, Y. M. Uma parcela da dívida social em busca da tecnologia apropriada: o saneamento rural em Minas Gerais. *Engenharia Sanitária*, Rio de Janeiro, v. 26, n. 2, p. 148-159, abr./jun. 1987.

MARTINS, J. A. Reservatórios de distribuição de água. In: OLIVEIRA, Walter Engrácia *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. v. 1. 549 p.

PUPPI, I. C. *Estruturação sanitária das cidades*. São Paulo: CETESB, 1981. 320 p.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP, 2004. 643 p.

VIVAS, José Venâncio Teixeira. *Utilização do "Modelo Cardellini" como tecnologia apropriada de lançamento de redes de distribuição de água para comunidades de pequeno e médio portes* - Estudos de casos: Canápolis e Mirai, em Minas Gerais. 1995. 118 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1995.

WIENDL, Wolfgang G. *Tubulações para água*. São Paulo: CETESB, 1973. 339 p.

Capítulo 15

Tubulações e acessórios

Emília Kiyomi Kuroda
Valter Lúcio de Pádua

15.1 Introdução

Os registros históricos indicam que, provavelmente, as primeiras tubulações utilizadas pelo homem precedem a história escrita, havendo vestígios em ruínas da Babilônia e China Antiga. O breve e simplificado relato representado na Figura 15.1 é útil para que se vislumbrem as opções que se tinham em épocas passadas e no período atual. As pesquisas, a descoberta de novos materiais, o desenvolvimento técnico das indústrias e as exigências relacionadas à resistência das tubulações e à segurança sanitária conduziram à situação atual. A diversidade de tipos de materiais existentes exige estudo cuidadoso do projetista para definir a opção mais adequada para cada aplicação, em termos técnicos e econômicos. O leitor deve estar atento aos novos lançamentos, informando-se com fabricantes e atualizando-se pela leitura de periódicos especializados. Neste capítulo são feitas considerações a respeito dos tipos de tubulações mais empregados em sistemas de abastecimento de água.

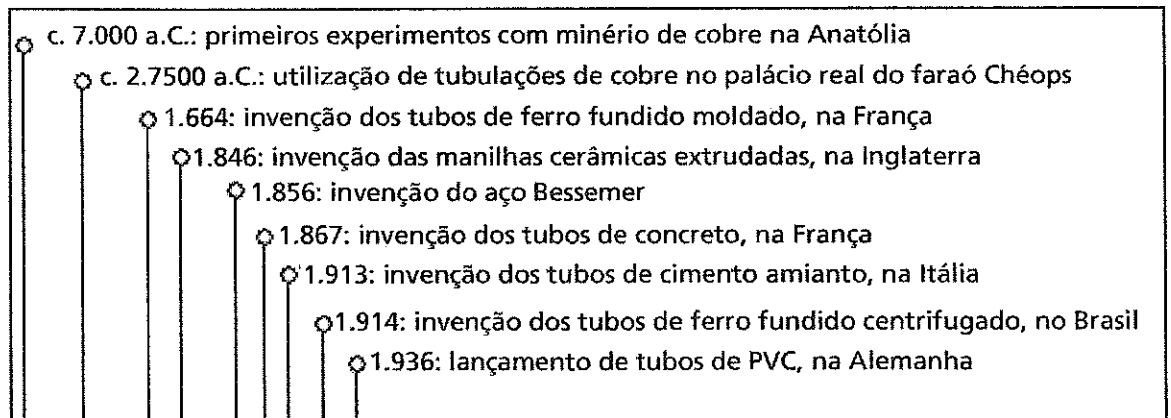



Figura 15.1 - Alguns marcos na história das tubulações (c. = cerca de; a.C. = antes de Cristo)
Fonte: Baseado em PRINCE (2002)

15.2 Critérios para escolha de tubulações

Para escolher o tipo de tubulação a ser utilizado numa determinada obra, o projetista deve considerar diversos fatores, incluindo aspectos técnicos e econômicos. Os aspectos técnicos, tais como vazão, rugosidade, resistências física e química às ações interna e externa, facilidade de montagem, manutenção, dentre outros, devem assegurar a qualidade sanitária da água e o desempenho satisfatório do sistema projetado, de forma a minimizar a ocorrência de interrupções no abastecimento de água e garantir a segurança do sistema. Os aspectos econômicos devem permitir a execução da obra de acordo com o planejamento e o cronograma previamente definidos, considerando-se, também, os custos de manutenção durante a vida útil da obra. Decisões baseadas exclusivamente em aspectos econômicos, sem as devidas considerações técnicas, podem conduzir a fracassos que comprometem a credibilidade do profissional responsável pela especificação da tubulação.

Na Tabela 15.1 são apresentados os principais fatores que devem ser considerados na escolha da tubulação. O projetista deve estar ciente de que os custos podem variar significativamente, em decorrência da entrada de novas empresas no mercado e de aperfeiçoamentos nos processos de fabricação.

Tabela 15.1 - Fatores a serem considerados na escolha da tubulação

Fator a considerar		Comentários
Qualidade da água a ser transportada		O projetista não deve se esquecer de que o transporte de água bruta e de água tratada requerem cuidados distintos. Há águas que são agressivas às tubulações, mas também há tubulações que podem liberar, na água, substâncias potencialmente prejudiciais à saúde.
Vazão a ser aduzida – dimensionamento hidráulico		Em função do tipo de material utilizado nas tubulações, estas apresentam diâmetros máximos e mínimos de fabricação. É imprescindível a realização de dimensionamento hidráulico adequado.
Condições de escoamento		Devem-se estimar as variações de pressões estática e dinâmica do sistema, bem como a ocorrência de transientes hidráulicos (golpes de aríete) e a possível intermitência do escoamento.
Características do local		Devem-se obter informações como declividade do terreno, altura do aterro, tipo de solo, localização do lençol freático, carga de tráfego.
Propriedades dos materiais disponíveis	Resistência física às pressões internas e externas	A pressão interna exercida pela água e as cargas externas podem ser fatores limitantes na escolha da tubulação. Além disso, devem-se considerar os valores limites de resistência à tração, compressão, flexão, deformação, fadiga, abrasão e colapso.
	Resistência a agentes físicos e químicos	As condições climáticas locais (temperatura, umidade) e o tipo de solo onde será instalada a tubulação podem ser muito desfavoráveis a alguns materiais.
	Durabilidade	Depende de fatores tais como características do solo, cargas externas e natureza da água transportada. A durabilidade desejada pode variar de alguns dias a décadas, dependendo da natureza da obra.
	Facilidade de assentamento e de manutenção	Principalmente em situações de emergência, a rapidez de execução da obra torna-se mais importante que seu custo final. Deve-se considerar tipo de montagem, distância mínima entre apoios, deflexão máxima permitida, ovalização, estanqueidade, variedade de conexões, diâmetros disponíveis, intercambialidade e periodicidade entre manutenções.
	Custos	Na avaliação dos custos, é indispensável levar em consideração não apenas o preço da tubulação e do assentamento, mas também o custo de operação do sistema e manutenção durante a vida útil da obra. Além disso, deve-se considerar os custos decorrentes dos transtornos causados na infraestrutura local, por ocasião de possível manutenção do sistema.

Força da água

"A 'explosão' de uma tubulação de água (...) provocou o alagamento de 93 casas, feriu 16 pessoas e deixou outras 200 mil com as torneiras secas. Pelo menos cinco pessoas foram arrastadas pela correnteza, incluindo uma criança de 3 e um homem de 76 anos. As vítimas sofreram diversas escoriações. (...) Onde antes passava um cano de ferro fundido, de 80 centímetros de diâmetro (...) formou-se uma cratera de 10 metros de comprimento, por 5 de largura e 4 de profundidade. 'Parecia uma cachoeira saindo do chão, da altura do fio do poste', disse o advogado que mora a 30 metros da cratera e teve o carro arrastado na rua por 50 metros. (...) Ainda de madrugada, a Defesa Civil interditou 8 imóveis por causa de desabamentos e rachaduras. As famílias seriam levadas para a casa de parentes ou hotéis pagos pela companhia de saneamento. (...) Os prejuízos dos moradores do bairro seriam ressarcidos pelo seguro da própria companhia de saneamento (...)."

Esse texto foi extraído da reportagem de um jornal sobre os problemas ocorridos com o rompimento de uma adutora de água tratada. Embora fatos deste tipo não sejam corriqueiros, eles podem ocorrer por erros de engenharia, tal como especificação incorreta da tubulação ou até por falhas operacionais, mas também deve-se levar em consideração a possibilidade de ocorrências não diretamente ligadas ao projeto, tais como fadiga do material da tubulação, acomodação do solo, tremores de terra, excesso de carga externa. Este último fato pode ocorrer, por exemplo, quando o crescimento desordenado da cidade conduz à passagem de tráfego pesado sobre um trecho da faixa de domínio da adutora, sem que isso fosse previsto no projeto original.

A escolha do tipo de tubulação a ser empregada em um sistema de abastecimento de água depende, numa primeira etapa, do estabelecimento de parâmetros calculados utilizando-se equações da hidráulica, que permitem obter, por exemplo, os valores de pressão interna e de velocidade da água aos quais a tubulação estará sujeita. Esses valores, por si só, restringem a gama de opções disponível, uma vez que cada tipo de tubulação possui limites de pressão e de velocidade para uso prático. O projetista deve consultar os catálogos dos fabricantes para tomar conhecimento dos valores de pressão admitidos para as diversas tubulações.

Usualmente, para cada DN (diâmetro nominal) podem ser definidas as seguintes terminologias relativas à pressão:

- PSA - Pressão de serviço admissível com total segurança, de forma contínua e em regime hidráulico permanente, excluindo o golpe de aríete;
- PMS - Pressão máxima de serviço que um componente pode suportar, incluindo o golpe de aríete;

- PTA - Pressão hidrostática máxima admissível, no teste de campo, de um componente de uma tubulação recém-instalada;
- PN - Pressão nominal expressa por um número utilizado como referência. Todos os materiais com flanges de um mesmo DN e designados por um mesmo PN têm as dimensões dos flanges compatíveis.

É oportuno lembrar que, além do tipo de material, os valores de pressão suportados pela tubulação dependem também do diâmetro nominal (DN), da espessura de parede e dos tipos de juntas e acessórios instalados no sistema. A Tabela 15.2 apresenta um exemplo da correspondência entre as pressões de serviço (PSA e PMS), de teste (PTA) e a designação PN dos tubos e conexões com flanges, no caso de tubulação de ferro fundido dúctil, conforme dados do fabricante.

Tabela 15.2 - PSA, PMS e PTA em função do diâmetro e da pressão nominal

DN (mm)	PN 10			PN 16			PN 25		
	PSA (MPa)	PMS (MPa)	PTA (MPa)	PSA (MPa)	PMS (MPa)	PTA (MPa)	PSA (MPa)	PMS (MPa)	PTA (MPa)
80	1,6	2,0	2,5	1,6	2,0	2,5	4,0	4,8	5,3
100 e 150	1,6	2,0	2,5	1,6	2,0	2,5	2,5	3,0	3,5
200 a 300	1,0	1,2	1,7	1,6	2,0	2,5	2,5	3,0	3,5
350 a 1.200	1,0	1,2	1,7	1,6	2,0	2,5	2,5	3,0	3,5

15.3 Tipos de tubulações

Os tubos utilizados nos sistemas de abastecimento de água podem ser classificados em metálicos e não metálicos. Os principais tipos de materiais são apresentados na Figura 15.2.

Nas adutoras em conduto forçado por gravidade, utilizam-se geralmente tubos de ferro fundido, de aço, de PVC, de polipropileno ou de polietileno. Já nas adutoras de recalque, têm sido preferidos tubos de ferro fundido dúctil ou aço, por apresentarem maior resistência às variações de pressão interna, ocasionadas por transientes hidráulicos (golpes de aríete) que podem ocorrer no sistema.

Os tubos de aço são empregados nas adutoras sob pressão, principalmente as de grande diâmetro, situação em que os custos de aquisição e implantação tornam-se competitivos com os do ferro fundido dúctil. Destacam-se pela boa soldabilidade, o que atribui estanqueidade ao sistema, pela facilidade no assentamento, e pela resistência ao impacto (pressões externas). Porém, requerem dimensionamento cuidadoso em relação

à espessura da parede, a fim de evitar o colapso das mesmas quando submetidas a subpressões e a dilatação térmica, além de cuidados especiais contra processos de corrosão interna e externa.

Os tubos de ferro fundido cinzento foram muito utilizados no passado e existem, ainda hoje, várias tubulações remanescentes em operação. Contudo, estes tubos não são mais fabricados, devido às vantagens apresentadas pelos tubos de ferro fundido dúctil, especialmente em relação à resistência à tração e a impactos. Os tubos de ferro fundido dúctil destacam-se por apresentarem robustez às condições de assentamento, além de vida útil prolongada.

Os tubos de PVC apresentam limitações quanto à resistência às pressões internas (pressão máxima de serviço da ordem de 100 mca) e aos diâmetros comerciais disponíveis. Possuem, porém, elevada resistência química, baixo custo de aquisição e instalação e elevada resistência a processos corrosivos.

Os tubos de polietileno e polipropileno destacam-se pela soldabilidade, leveza e elevada resistência química. Os tubos de RPVC (PVC reforçado com fibra de vidro) e PRFV (poliéster reforçado com fibra de vidro) são mais resistentes às pressões internas e possuem elevada resistência química.

Os tubos de concreto armado são indicados especialmente para adutoras de grande diâmetro, como em galerias de águas pluviais com escoamento livre ou sob baixa a moderada pressão. Não é usual a aplicação desses tubos em adutoras com escoamento sob elevada pressão. Nas adutoras de concreto com grande diâmetro é usual a construção de seções especiais moldadas no próprio local.

O cimento-amianto encontrou, no passado, uma aplicação extensa em tubulações de diâmetro pequeno a moderado, tanto em adutoras como em redes de distribuição, mas seu uso não é recomendado nos dias atuais, devido a possíveis problemas sanitários decorrentes das fibras utilizadas na produção da tubulação. Tubos de materiais especiais, tais como latão, aço inoxidável e cobre, são usados em aplicações específicas, geralmente industriais.

Na Tabela 15.3 são apresentadas algumas características das tubulações de ferro fundido dúctil, aço, PVC, polietileno, polipropileno e tubulações reforçadas com fibra de vidro, que podem ser tomadas como referências preliminares para definir a tubulação a ser utilizada num sistema de abastecimento de água. Assim, por exemplo, observa-se na Tabela 15.3 que na travessia de córregos, rios e em sifões invertidos, e também em linhas de recalque, as tubulações de PVC e polietileno devem ser evitadas, ao passo que, quando se considera a resistência a solos ácidos, estes são os materiais mais indicados.

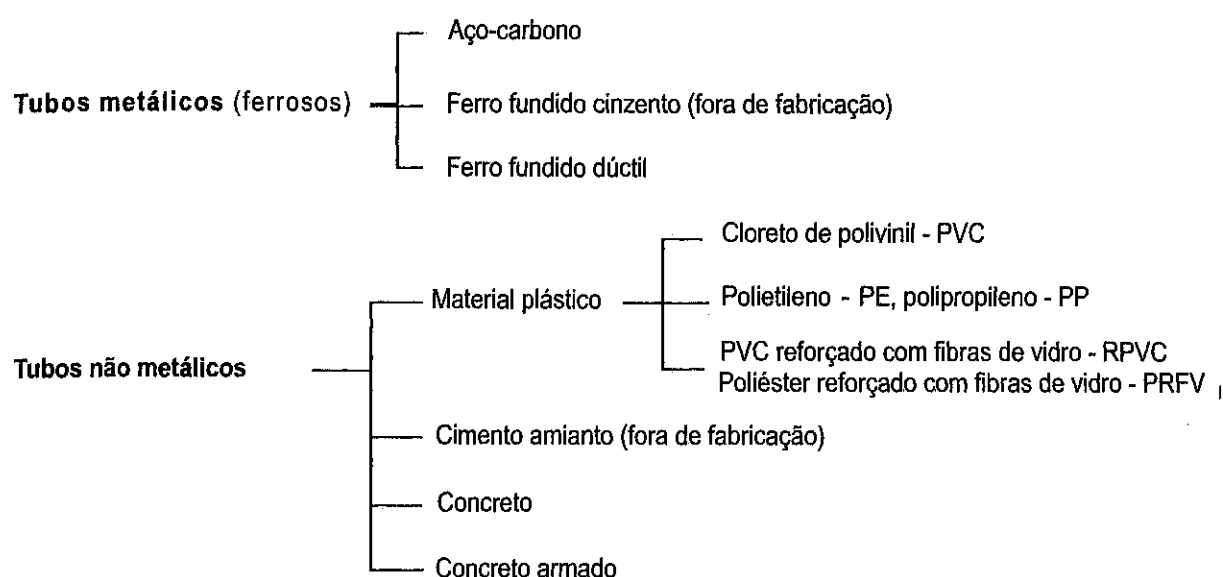



Figura 15.2 - Principais tipos de materiais usados nas tubulações de água
Fonte: Adaptado de ALAMBERT Jr. (1997)

15.3.1 Tubulações de ferro fundido

15.3.1.1 Considerações iniciais

Os primeiros tubos de ferro fundido (FoFo) foram instalados no Palácio de Versalhes (França), em 1664, onde se encontram ainda em uso. É essa grande durabilidade — motivada primeiramente por sua maior resistência à corrosão, em relação a outros metais, e também pela elevada resistência às pressões internas, às cargas externas e aos choques que ocorrem durante o transporte e o assentamento — que tem assegurado aos tubos de FoFo um lugar de destaque nos sistemas de abastecimento de água.

Os produtos ferrosos podem ser classificados em função do teor de carbono no metal de base em:

- Ferro: 0 a 0,1% de C;
- Aço: 0,1 a 1,7% de C;
- Ferro fundido: 1,7 a 5,0% de C.

O termo ferro fundido cobre uma larga variedade de ligas Fe-C-Si classificadas em famílias, segundo a forma da grafita. Nos ferros fundidos cinzentos, a grafita se apresenta sob a forma de lamelas. Cada uma dessas lamelas de grafita pode, sob uma concentração de esforços anormais em certos pontos, provocar um início de fissura.

Tabela 15.3 - Informações gerais sobre tipos de tubulações

Característica	Material								
	FoFo dúctil	Aço	PVC		Polietileno		PP	PRFV/JE	RPVC/JE
			PBA	DEFoFo	PEMD	PEAD			
Coeficiente de rugosidade C[a]	130	130	160	160	150	150	150	135 - 150	135 - 150
Coeficiente de rugosidade	0,1[b]	–	–	–	0,02[b]	0,02[b]	0,02[b]	0,06 - 0,08[c] e 0,009 - 0,011[d]	
Diâmetros usuais (mm)	80 - 1.800	170 - 2.500	50 - 180	100 - 500	16 - 1.600		20 - 500	50 - 2.400	25 - 700
Pressão de serviço (MPa)	≤ 7,7	≤ 12,15	0,6 - 1,0	1,0	0,2 - 2,0		0,6 - 1,0	0,2 - 3,2	0,2 - 3,2
Massa específica (g/cm³)	–	–	1,4 - 1,45		0,944	0,954	0,900	1,4 - 1,6	1,7
Resistência à pressão interna	Alta	Alta	Baixa		Média		Baixa	Média	Média
Resistência ao choque	Alta	Alta	Baixa		Baixa		Baixa	–	–
Módulo de elasticidade à tração (GPa)	152,0	207,0	2,5 - 3,5		0,6	0,9	1,3	4,0 - 5,6	6,0
Coeficiente de Poisson	0,27	0,30	0,46		≥ 600	≥ 350	≥ 50	2,0	2,0
Alongamento a ruptura (%)	–	–	–		≥ 600	≥ 350	≥ 50	2,0	2,0
Aplicação em linha de recalque	Razoável	Ótimo	Evitar		Evitar		Evitar	Bom	
Resistência a solos ácidos	Requer revestim.	Baixa	Alta		Alta		Alta	Alta	
Resistência a cargas externas	Alta	Alta	Baixa		Baixa		Baixa	Média	
Coeficiente de dilatação linear (°m/C⁻¹)	–	–	(5 a 15) × 10^{-5}		5,5 × 10^{-2}	4,7 × 10^{-2}	4,0 × 10^{-2}	35 × 10^{-6}	25 × 10^{-6}
Resistência à temperatura (°C)	–	–	–		70		90 (120)	70	90 (120)
Vazamentos	Tem	Pouco	Tem		Pouco		Pouco	Tem	
Arrebentamentos	Pouco	Muito pouco	Pouco		Muito pouco		Muito pouco	Pouco	
Resistência à corrosão	Alta	Baixa	Alta		Alta		Alta	Alta	
Consertos	Médio	Médio	Fácil		Relativamente fácil		Relativ. fácil	Médio	
Assentamento e recobrimento	Fácil	Relat. fácil	Cuidados especiais		Cuidados especiais		Cuidados especiais	Cuidados especiais	
Montagem	Fácil	Solda e revestim.	Relativamente fácil		Solda relativamente fácil		Solda relativamente fácil	Fácil	
Travessia de córregos, rios e sifão invertido	Estruturas especiais	Bom	Não recomendável		Não recomendável		Não recomendável	Pode	

FoFo: ferro fundido; PBA: ponta, bolsa e anel de borracha; DEFoFo: diâmetro externo de ferro fundido; PEMD: polietileno de média densidade; PEAD: polietileno de alta densidade; PP: polipropileno; PRFV: poliéster reforçado com fibra de vidro; RPVC: PVC reforçado com fibra de vidro; JE: junta elástica.
Notas: (a): C da equação de Hazen-Williams para tubos novos; (b): k da equação de Colebrook para tubos novos; (c): rugosidade absoluta (mm); (d): coeficiente de Manning.
Fonte: Adaptado de ALAMBERT Jr. (1997)

Os metalurgistas procuraram uma forma de diminuir ou até eliminar estes efeitos de fissura, alterando o tamanho ou a forma dessas lamelas. Em 1914, na cidade de Santos - SP, Fernando Arens Jr. e Dimitri Sensaud de Lavaud desenvolveram o processo de centrifugação de tubos de ferro fundido, que revolucionou a indústria do setor. A centrifugação permitiu obter lamelas muito finas, que melhoraram sensivelmente as qualidades mecânicas do ferro.

Em 1948, pesquisas feitas nos Estados Unidos e na Grã-Bretanha permitiram a obtenção de um ferro com grafita esferoidal, mais conhecido pelo nome de ferro dúctil. Assim, a grafita deixa de ter a forma de lamelas, cristalizando-se sob a forma de esferas. As linhas de propagação das rupturas possíveis são assim eliminadas. A cristalização da grafita sob a forma de esferas é obtida pela inoculação controlada de uma pequena quantidade de magnésio, em um ferro gusa previamente dessulfurado.

Nas Figuras 15.3 e 15.4 são apresentadas microfotografias das estruturas do ferro fundido cinzento e do ferro fundido dúctil, respectivamente.

Figura 15.3 - Vista microscópica da estrutura do ferro fundido cinzento

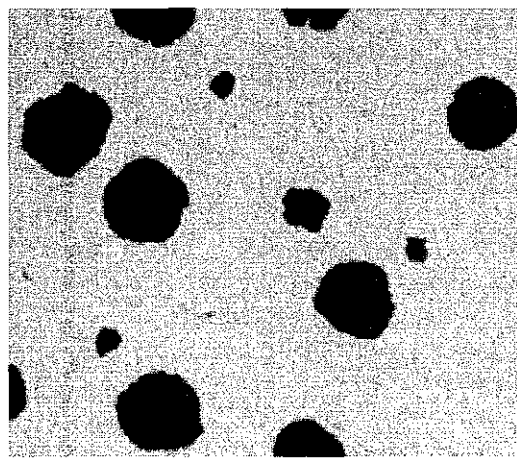



Figura 15.4 - Vista microscópica da estrutura do ferro fundido dúctil

Fonte: Catálogo de fabricante

Em termos práticos, o elevado teor de carbono confere, ao FoFo, qualidades mecânicas tradicionais: resistência à compressão, facilidade de moldagem, resistência à corrosão, usinabilidade, resistência à fadiga. No FoFo dúctil, a forma esferoidal da grafita acrescenta a essas características: resistência à tração (aproximadamente três vezes maior do que a do FoFo cinzento), resistência às cargas externas e à ação de choques, devido ao elevado limite elástico e alongamento. Os tubos de ferro fundido cinzento foram muito utilizados no passado, mas, devido à sua fragilidade, não são mais fabricados.

Vale observar que os tubos de FoFo apresentam longa durabilidade, não obstante sofram o fenômeno do envelhecimento, que se traduz na formação de incrustrações na

parede interna, notadamente quando a água transportada apresenta pH elevado. Isto aumenta a rugosidade e reduz a seção de escoamento, resultando em uma gradativa diminuição da vazão escoada. É essa a principal objeção, do ponto de vista técnico, que se faz a esse material. Com o intuito de evitar esse fenômeno, têm sido utilizados tubos de ferro com revestimento interno de cimento. Esse procedimento também pode ser utilizado para restabelecer e assegurar a vazão primitiva de antigas adutoras, após um processo de limpeza das paredes da tubulação, conforme comentado no item 15.7.

Devido à sua elevada massa específica, os tubos de FoFo requerem estruturas especiais em caso de assentamento aéreo e travessias, resultando em custos que podem, por vezes, inviabilizar a sua aplicação.

15.3.1.2 Principais dimensões dos tubos de FoFo dúctil

As principais dimensões e tolerâncias dos tubos e conexões em ferro fundido dúctil são padronizadas segundo as normas NBR 7.663, NBR 8.682, NBR 13.747, ISO 2.531 e ISO 4.179.

Os tubos de FoFo dúctil são disponíveis, comercialmente, em DN de 80 a 1.800 mm (até 2.000 mm sob encomenda). Em geral, a espessura nominal dos tubos e conexões é calculada em função do DN, através da seguinte fórmula:

$$e_{ferro} = K\,(0{,}5 + 0{,}001 \times DN)$$

Em que:

e_{ferro}: espessura nominal da parede de ferro fundido (mm);

DN: diâmetro nominal (mm);

K: coeficiente utilizado para designar a classe de espessura, escolhida na série de números inteiros: ...7, 8, 9, 10, 11, 12... Assim, pode-se denominar os tubos pelas classe de espessura: K7, K8, K9 etc.

Para um DN dado, o diâmetro externo de um tubo é idêntico, qualquer que seja a classe de espessura. As conexões são fabricadas na classe K12, com exceção dos tês e cruzetas, que são fabricados na classe K14.

O comprimento das tubulações é regulamentado em 6 m, para DN entre 80 e 600 mm, e em 7 m para DN entre 700 e 1.200 mm. Nestes valores, leva-se em consideração o comprimento útil dos tubos (comprimento do tubo fora a bolsa), conforme ilustrado na Figura 15.5.

O diâmetro externo (DE) da ponta dos tubos e conexões requer controle da ovalização, que deve:

a) ficar dentro dos limites de:

$$\begin{cases} DE + (0{,}5) \\ DE - (1{,}5 + 0{,}004 \times DN), \text{ para DN 80 a 200 mm;} \end{cases}$$

b) não ultrapassar 1%, para DN 250 a 600 mm, ou 2%, para os DN > 600 mm.

Quando a ovalização ultrapassar estes valores, deve-se aplicar os processos de desovalização, conforme procedimentos recomendados pelo fabricante. Em todos os casos de corte de um tubo, recomenda-se verificar previamente o diâmetro externo no local onde vai ser feito o corte.

No dimensionamento hidráulico das tubulações, deve-se utilizar o diâmetro interno (DI) dos tubos:

$$DI = DE - 2 \times e_{ferro} - 2 \times e_{cimento}$$

Em que:

$e_{cimento}$: espessura nominal do revestimento de cimento (mm). Por norma, a espessura nominal do revestimento de cimento varia em função do DN.

Apresentam-se a seguir as ilustrações das dimensões citadas.

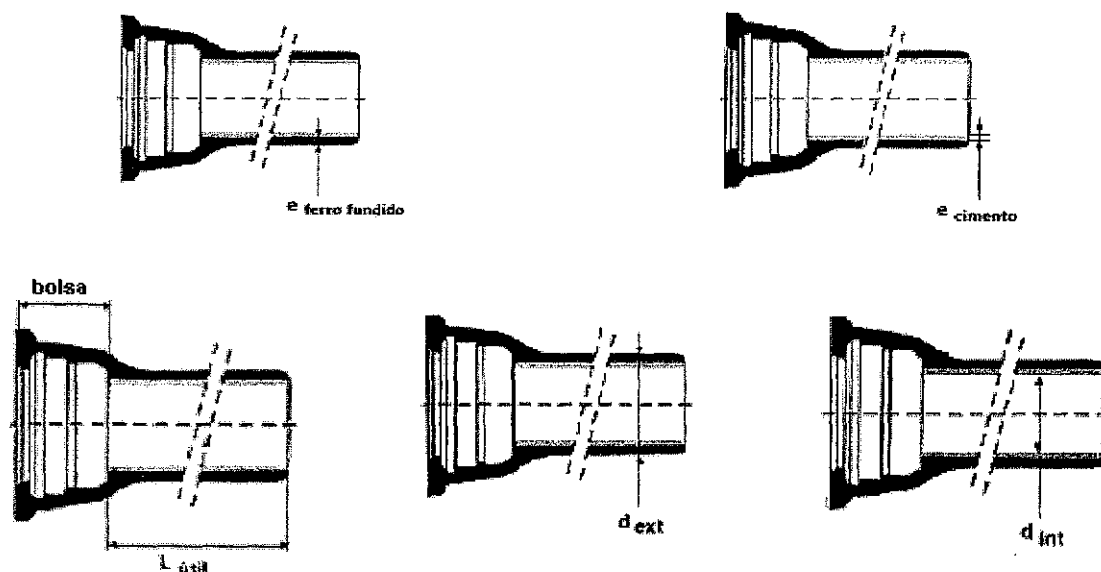



Figura 15.5 - Principais dimensões dos tubos de ferro fundido dúctil
Fonte: Catálogo de fabricante

15.3.1.3 Montagem

Atualmente, os tipos de junta mais utilizadas na montagem de tubulações de ferro fundido são a junta elástica, junta com flange e juntas especiais. Em literatura específica o leitor pode encontrar informações relativas a outros tipos de junta que eram mais empregadas no passado, tais como junta de chumbo com corda alcatroada, junta com lã de chumbo e junta de cimento.

a) Junta elástica: é o tipo de junta mais utilizado nas tubulações de FoFo dúctil. A estanqueidade da tubulação é garantida pela compressão radial do anel de vedação de borracha (inserida na bolsa do tubo ou conexão), obtida no momento da montagem, pela simples introdução da ponta do tubo no interior da bolsa, conforme ilustrado na Figura 15.6. A junta elástica é de montagem rápida (do tipo deslizante) e permite pequenos deslocamentos axiais entre os tubos, sem a necessidade de uso de peças especiais. Normalmente, as tubulações são assentadas em direção aproximadamente paralela ao eixo das ruas, de modo que muitas vezes têm de sofrer mudança de direção horizontal ou vertical. Quando se utiliza junta elástica, se as deflexões não forem demasiadas, elas podem ser feitas nas próprias juntas de ponta e bolsa. Assim, por exemplo, em tubo de 100 mm a deflexão em uma junta pode chegar a 4° 0' e a 1° 26' num tubo de 700 mm. Outros tipos de juntas podem não permitir essa flexibilidade.

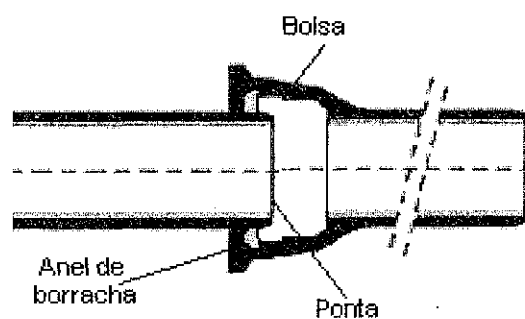



Figura 15.6 - Junta elástica
Fonte: Catálogo de fabricante

b) Junta com flange: é constituída por dois flanges, uma arruela de vedação e parafusos em quantidade e dimensões que dependem do PN e DN do tubo. A estanqueidade da tubulação é garantida pela compressão radial da arruela de vedação, obtida pelo aperto dos parafusos. Devido à precisão de montagem e à possibilidade de desmontagem da linha, são empregadas, geralmente, em tubulações não enterradas que contêm acessórios, válvulas, bombas etc., como em casas de bombas, ETAs e em reservatórios de distribuição. Para tanto, a furação dos flanges deve obedecer a um gabarito padrão internacional. Trata-se de uma

junta rígida, ao contrário da junta elástica, não devendo, por este motivo, ser instalada enterrada. Na Figura 15.7 tem-se a ilustração de uma junta flangeada.

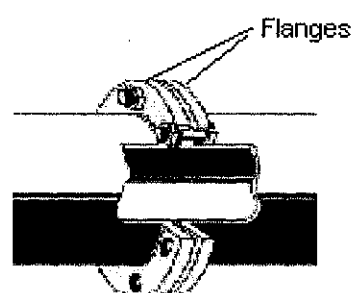



Figura 15.7 - Junta com flange
Fonte: Catálogo de fabricante

c) Juntas especiais: existem diversos tipos de juntas classificadas como "especiais", algumas delas patenteadas pelos fabricantes. Destacam-se a Junta Travada Interna (junta elástica com insertos metálicos de fixação, que dispensa a execução de blocos de ancoragem, disponível para DN 80 a 300); Junta Travada Externa (dispensa a execução de blocos de ancoragem, disponível para DN 300 a 1.200; requer a execução de cordão de solda na ponta do tubo); Junta Pamlock (dispensa a execução de blocos de ancoragem, utiliza a granalha para travamento da tubulação, prescindindo do emprego de parafusos, disponível para DN 1.400 a 2.000); Junta Mecânica (a estanqueidade é assegurada pela compressão axial do anel de borracha exercida pelo contraflange e parafusos; seu emprego é especialmente recomendado em casos em que há pouco espaço para introdução de equipamentos de montagem, disponível para DN 80 a 1.200); Junta Gibault, disponível para DN 50 a 600; Junta Dresser; Junta Coupling (disponível para DN 1.400 a 2.000), Junta MaxiQuick; Junta MaxiGGS; Junta Molox; Junta Doublex Simplex e Junta Victaulic, dentre outras. Na Figura 15.8 são mostrados alguns tipos de juntas especiais.

15.3.1.4 Resistência à pressão interna

A resistência à pressão de um componente da tubulação depende, basicamente, da resistência do corpo deste componente e da qualidade da(s) junta(s) que o equipa(m). Assim, os fabricantes fornecem tabelas com os valores de PSA, PMS e PTA, considerando o DN, a classe de espessura (tais como K7, K9, K12...), o tipo de junta e a classe de pressão nominal - PN (PN 10, 16 e 25, no caso de tubos e conexões com flanges). Deve-se observar que para uma mesma classe de espessura ou de pressão nominal, essas pressões variam com o DN. Apresenta-se, na Tabela 15.4, um resumo de alguns tipos de tubos de FoFo dúctil e a faixa de variação das PMS correspondentes, conforme informado pelo fabricante.

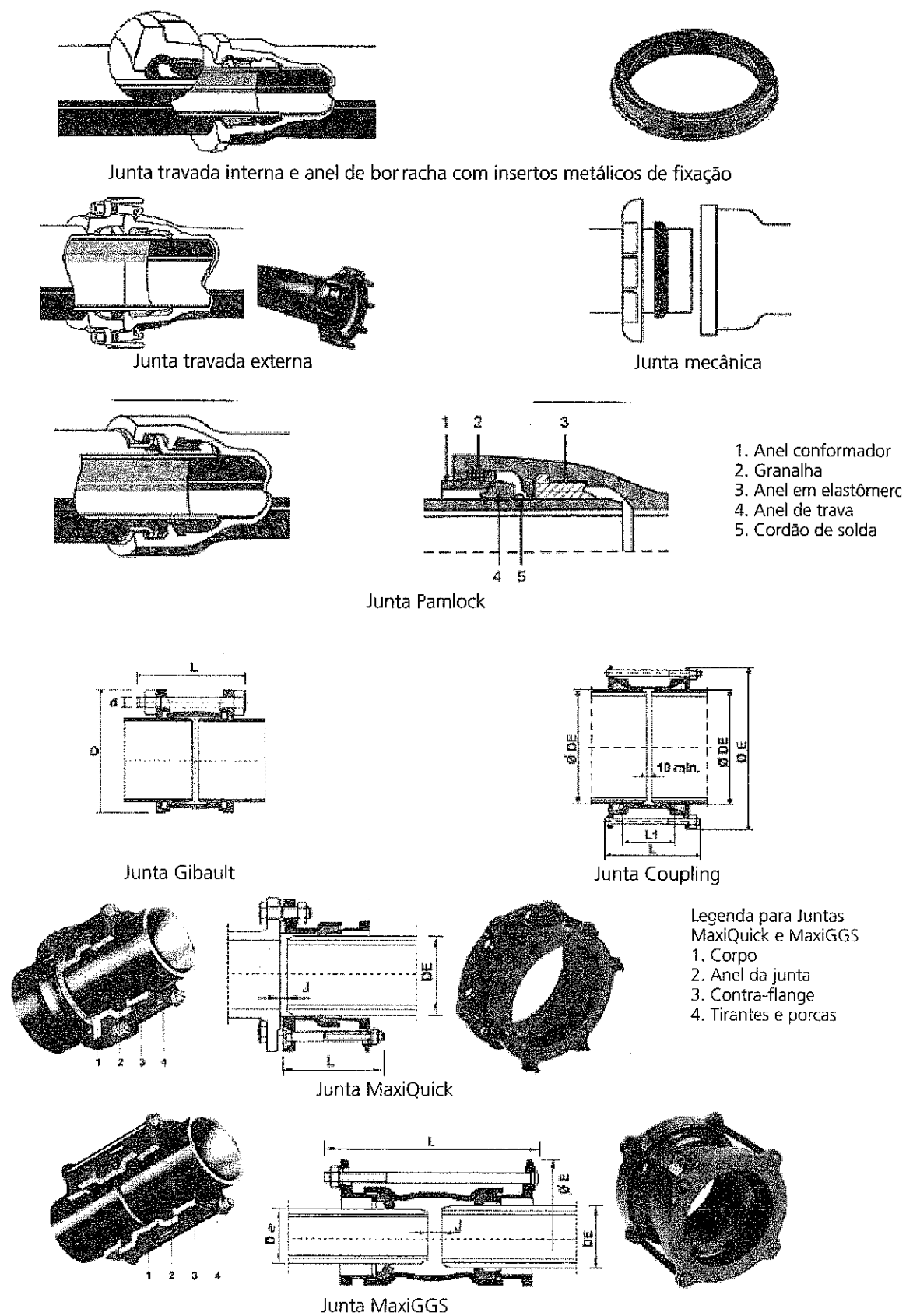



Figura 15.8 - Exemplos de juntas especiais utilizadas em tubulações de ferro fundido
Fonte: Catálogo de fabricante

Tabela 15.4 - Resumo de alguns tipos de tubos de FoFo e faixa de variação das PMS correspondentes

Tubos	DN (mm)	PMS (MPa)	
		mín.	máx.
Tubos de FoFo classe K-7 / Junta elástica	150 a 1.200	2,5	6,0
Tubos de FoFo classe K-7 / Junta travada interna	150 a 300	1,2	1,9
Tubos de FoFo classe K-9 / Junta elástica	80 a 2.000	3,1	7,7
Tubos de FoFo classe K-9 / Junta travada interna	80 a 300	1,9	3,0
Tubos de FoFo classe K-9 / Junta travada externa	300 a 1.200	1,7	4,4
Tubos de FoFo classe K-9 / Junta Pamlock	1.400 a 1.800	1,9	3,0

15.3.2 Tubos de aço carbono

15.3.2.1 Considerações iniciais

O aço pode ser classificado em função do teor de carbono, conforme mostrado na Tabela 15.5. Apesar de o carbono aumentar a resistência mecânica do aço, o excesso pode prejudicar a soldabilidade do aço, de modo que o teor de carbono seja limitado nas tubulações usadas em sistemas de abastecimento de água.

Tabela 15.5 - Classificação do aço em função do teor de carbono

Classificação	Descrição
Aço	Liga de ferro e carbono (teor de carbono variável entre 0,008% e 2,000%).
Aço doce	Aço com pouco carbono, até 0,25%.
Aço duro	Aço com 0,60 a 0,70% de carbono.
Aço inoxidável	Aço com teor de cromo entre 10 e 25%, capaz de resistir à corrosão de muitos meios.

Os tubos de aço apresentam elevada resistência às pressões internas; boa soldabilidade, o que garante a estanqueidade do sistema; são disponíveis em comprimentos superiores aos da maioria dos outros tubos, e a leveza do aço, em comparação com o ferro fundido, facilita o transporte e a montagem de tubulações de grande diâmetro. O menor peso e a possibilidade de instalação de tubulação aérea na forma de arco também permitem às tubulações de aço vencer grandes vãos sem a necessidade de construção de estruturas especiais de apoio.

Por terem menor espessura de parede, os tubos de aço são mais sensíveis à corrosão interna (devido ao líquido transportado) e externa (pelas condições de entorno) do que os tubos de ferro fundido. Destacam-se também como desvantagem a menor resistência às cargas externas, às pressões internas negativas e à dilatação térmica.

15.3.2.2 Montagem

Os tubos de aço são fabricados atualmente com DN de 170 a 2.500 mm, em comprimentos entre 6 e 12 m, podendo chegar a 18 m, sob encomenda. Os tubos rebitados foram os primeiros a serem usados, mas foram substituídos em grande parte pela emenda por solda, após o aperfeiçoamento deste processo. Os tubos soldados são superiores aos rebitados tanto em relação à resistência quanto à capacidade de escoamento. A seguir são listados os principais tipos de junta utilizados nas tubulações de aço, e na Figura 15.9 são apresentadas ilustrações de algumas juntas.

a) **junta rebitada**: os tubos a serem emendados são colocados de topo, um encostado ao outro, recobertos por uma luva, que é presa em ambos por meio de rebites. Esse tipo de junta raramente é usado em tubos soldados, salvo os de grande diâmetro e maior espessura, que apresentem dificuldades de soldagem no campo;
b) **junta telescópica ou simples encaixe**: os tubos são providos de ponta e bolsa, que se encaixam à força, por meio de pancadas de malho ou por pressão de macaco. Esse tipo de junta é recomendado somente para trabalhar a baixas pressões;
c) **junta elástica**: o conjunto de acoplamento deslizante é formado por uma ponta lisa, uma bolsa expandida na extremidade do tubo e um anel de vedação alojado na bolsa (ponta, bolsa e junta elástica - PBJE). A instalação deste tipo de junta dispensa mão de obra especializada;
d) **junta soldada ponta-bolsa**: o conjunto é formado por uma ponta lisa e uma bolsa expandida na extremidade do tubo (ponta, bolsa e junta soldada - PBJS). A junta soldada de encaixe com bolsa é intercambiável com o sistema PBJE. A união de tubos através da soldagem em campo para a condução de água é empregada para diâmetros a partir de 600 mm, devido ao fato de este ser o menor diâmetro em que o operador pode entrar para a execução de reparos. A soldagem do tubo PBJS pode ser feita externamente ou, dependendo do diâmetro, apenas internamente;
d) **junta soldada ponta-ponta**: o conjunto é formado por duas pontas lisas, com extremidades biseladas para solda. Devido à gama de aplicações, esses tubos são fabricados nos diâmetros nominais de 300 a 2.500 mm, com espessura de parede entre 4,0 e 12,7 mm, e comprimentos entre 7 e 12 m;
e) **junta de flange**: usada em casas de bombas, instalações industriais, reservatórios e ligações a registros e outros órgãos e acessórios;
f) **juntas especiais**: são preferíveis à solda nas tubulações de pequeno diâmetro, pela dificuldade de se refazerem os revestimentos internos. Também são recomendadas para tubulações de pequena extensão, em que não se justificaria a mobilização do equipamento para solda. Essas juntas são de fácil colocação, sem

demandar mão de obra especializada. Aplicam-se também aos casos em que se preveem problemas de vibração ou dilatação térmica na tubulação. Algumas juntas especiais, como a Junta Dresser, com anéis centrais longos, espaçados de 120 a 150 m, servem comumente de emendas térmicas nas tubulações retilíneas. Nas curvilíneas, tanto no sentido horizontal quanto vertical, ou em cotovelos, dispensam-se juntas especiais, salvo nos vértices mais altos. Essas juntas são mais caras e não devem ser instaladas enterradas.

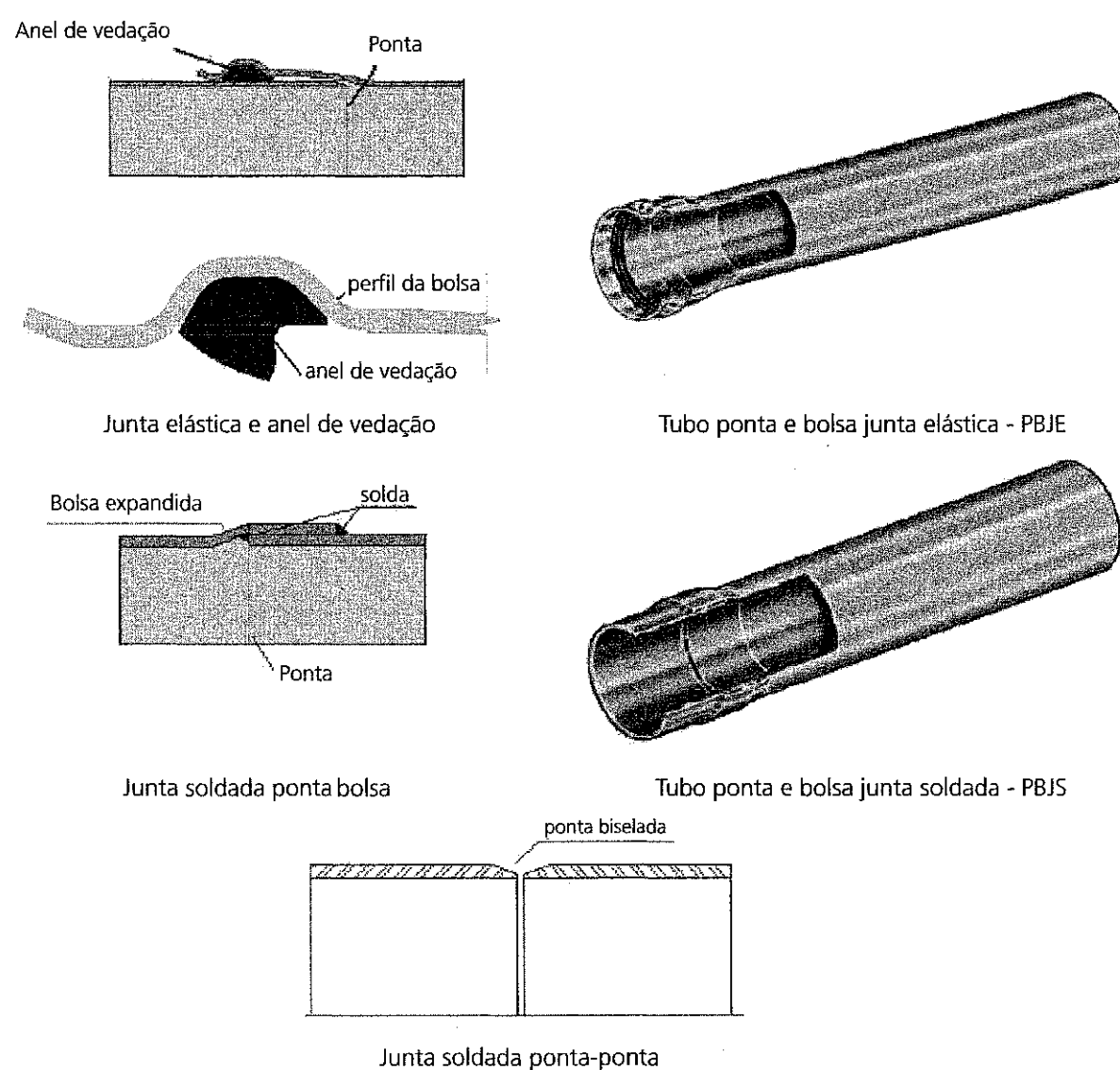



Figura 15.9 - Ilustração de alguns tipos de junta utilizados em tubulações de aço
Fonte: Catálogo de fabricante

15.3.2.3 Resistência à pressão interna

A pressão de trabalho a que as tubulações de aço resistem é variável em função do DN, da espessura da parede do tubo e do tipo de aço, podendo chegar a valores muito elevados, uma vez que é possível variar a espessura da chapa para que a tubulação resista à pressão desejada. Assim, o projetista pode consultar o fabricante e solicitar tubulações sob encomenda. A título de ilustração, na Tabela 15.6 tem-se a lista de alguns tipos de tubos de aço e a faixa de variação das PMS correspondentes.

Tabela 15.6 - Alguns tipos de tubos de aço e a faixa de variação das PMS correspondentes

Tubos	DN (mm)	PMS (MPa)	
		mín.	máx.
Tubos de aço PBJE	300 a 1.200	1,48	3,83
Tubos de aço PBJS	600 a 1.200 (*)	1,47	2,34
Tubos de aço biselados para solda	300 a 2.500	0,63	12,15

PB: ponta e bolsa; JE: junta elástica; JS: junta soldada; (*): diâmetros maiores disponíveis sob consulta prévia ao fabricante.

A elevada resistência às pressões interna e externa do aço permite a utilização de paredes delgadas, porém, em situações em que ocorre o esvaziamento das tubulações, ou transientes hidráulicos, podem surgir pressões negativas no seu interior, fazendo com que o tubo sofra um achatamento (ao atingir a pressão de colapso das paredes do tubo), devido às pressões atmosféricas/externas. Neste caso, o uso de ventosas assume particular importância em linhas adutoras, a fim de permitir a entrada de ar, de forma que sejam igualadas as pressões internas e atmosféricas, evitando o colapso do tubo. Em geral, deve-se verificar a espessura da parede dos tubos de aço para resistirem às pressões internas e às pressões de colapso, bem como aos esforços devido à dilatação térmica. Devido à espessura relativamente pequena das paredes dos tubos de aço, no emprego destes deve ser dedicada atenção especial aos aspectos apresentados a seguir:

a) Espessura mínima da parede do tubo: pode ser estimada em função da pressão interna requerida utilizando-se a Equação 15.1.

$$e = \frac{p \times D}{2 \times T} \tag{15.1}$$

Em que:
e: espessura da parede (cm);
p: pressão interna (pressão de trabalho, considerando o golpe de aríete), em (kgf/cm^2);
D: diâmetro do tubo (cm);
T: tensão admissível à tração (T = 1.000 kgf/cm^2, para aço soldado e T = 1.400 kgf/cm^2, para aço sem costura), em (kgf/cm^2).

b) Pressão de colapso: a ação de constrição (pressão de colapso) merece atenção especial nas tubulações de sucção e naquelas sujeitas à ocorrência de transientes hidráulicos. A Equação 15.2 representa a relação entre a resistência à pressão de colapso e a espessura e o diâmetro da tubulação, conforme definido por um fabricante.

$$p = 3.515.000 \times \left(\frac{e}{D}\right)^3 \quad (15.2)$$

Em que:
e: espessura da parede (cm);
p: pressão de colapso fornecida pelo fabricante (kgf/cm^2);
D: diâmetro do tubo (cm).

c) Dilatação térmica: para tubulações expostas ao sol, deve-se avaliar o efeito da variação da temperatura, estimando-se as dilatações térmicas resultantes e prevendo-se a adaptação de juntas de dilatação em pontos estratégicos da tubulação. A dilatação térmica pode ser calculada pela Equação 15.3.

$$\Delta L = L \times C \times \Delta t \quad (15.3)$$

Em que:
ΔL (m): variação de comprimento do tubo;
L (m): comprimento do tubo;
C (m/°C): coeficiente de dilatação linear do aço = 11 a 12 x 10^{-6} m/°C;
Δt (°C): variação de temperatura.

d) Cargas externas: especialmente para tubulações enterradas, deve-se avaliar a ação das cargas externas, advertindo e orientando os orgãos competentes em relação aos riscos da passagem de carga pesada de tráfego sobre a tubulação e à execução de obras próximas que requerem movimento de terra.
e) Corrosão: dependendo das características do líquido veiculado e das condições do entorno onde a tubulação de aço está localizada, poderá ser necessário prever uma proteção especial contra corrosão.

15.3.2.4 Tipos de revestimento

As tubulações de aço podem receber revestimentos interno e externo, executados de acordo com a aplicação final e condições de operação. Quando expostas ao sol, as tubulações de aço estão sujeitas ao efeito da dilatação térmica, sendo necessário o uso de proteção externa (pintura para reduzir a absorção de calor) e/ou a instalação de juntas

de expansão ou dilatação. Além disso, o aço possui pouca resistência à corrosão, o que requer a utilização de revestimentos especiais ou proteção catódica, especialmente no caso de tubulações enterradas e submersas.

A natureza do solo e sua agressividade desempenham papel preponderante no processo gerador de corrosão metálica. Outra importante causa de corrosão em adutoras tem origem no caminhamento de correntes elétricas estranhas à tubulação e que, ao passarem para a terra, arrastam consigo partículas metálicas, formando cavidades na parede externa do tubo. Esse tipo de corrosão ocorre frequentemente junto a linhas de trens elétricos, a torres e pontes de transmissão e distribuição de energia e a quaisquer outras estruturas onde possa haver escoamento de corrente elétrica.

Tabela 15.7 - Orientação geral relativa à aplicação de alguns tipos de revestimentos contra corrosão em tubulações de aço

Tubo	Revestimento	Material	Temperatura máxima	Espessura (μm)
PBJE, PBJS e biselados para solda	Interno Água bruta ou tratada	Epoxy líquido com atestado de potabilidade	70°C	410
PBJE, PBJS e biselados para solda	Externo Tubulações enterradas e submersas	Polietileno Tripla-Camada	PEBD - 65°C; PEMD - 70°C; PEAD - 80°C; PP - 120°C	1.700 a 4.420
PBJE e PBJS	Externo Tubulações aéreas	Primer Epoxy com alumínio fenólico	90°C	-
PBJE e PBJS	Externo Tubulações enterradas e submersas	FBE (Fusion Bonded Epoxy)	-	300 a 500
PBJE, PBJS e biselados para solda	Interno e externo Tubulações enterradas	COAL-TAR Enamel / Epoxi	60°C	-

Fonte: Catálogo de fabricante

Dentre os revestimentos (proteção passiva) utilizados na área de saneamento, destacam-se: FBE (Fusion Bonded Epoxy), COAL-TAR Enamel / Epoxi, Polietileno Tripla-Camada, Poliuretano-Tar, Primer Epoxy com alumínio fenólico e Epoxy líquido. Na Tabela 15.7 é apresentada uma orientação geral da aplicação de alguns tipos de revestimento. Recomenda-se ao leitor interessado no tema a consulta aos fabricantes e à literatura especializada que aborde em detalhes os tipos de revestimentos e as técnicas de proteção de tubulações metálicas contra a corrosão, incluindo a proteção catódica.

15.3.3 Tubos de PVC

15.3.3.1 Considerações iniciais

Os tubos de PVC começaram a ser utilizados no Brasil a partir do final da década de 1960 e atualmente são fabricados com DN entre 60 e 500 mm, em comprimento de 6 m, e com pressões máximas de serviço de 0,6; 0,75 e 1,0 MPa a 20°C, o que corresponde aos tubos de PVC classe 12 (PMS = 0,6 MPa), classe 15 (PMS = 0,75 MPa) e classe 20 (PMS = 1,0 MPa). A maior resistência é conseguida aumentando-se a espessura da parede do tubo. Assim, para o diâmetro nominal - DN 100 mm, o diâmetro externo - DE é igual a 110 mm para as 3 classes de pressão, mas a espessura da parede do tubo (e) varia: e = 5,0 mm (classe 12), e = 6,1 mm (classe 15) e e = 7,8 mm (classe 20), resultando em valores de diâmetro interno (DI) iguais a 100; 97,8 e 94,4 mm, respectivamente. O PVC pode ser considerado um material antichama e possui elevada resistência à grande maioria dos agentes químicos. Na Tabela 15.8 são apresentadas as principais vantagens e desvantagens dos tubos de PVC.

Tabela 15.8 - Principais vantagens e desvantagens dos tubos de PVC

Vantagens	Desvantagens
▪ elevada resistência a agentes químicos e a processos corrosivos; ▪ baixa rugosidade, o que dificulta a formação de incrustações ou depósitos e garante um desempenho hidráulico satisfatório, mesmo após muitos anos de uso; ▪ leveza, o que resulta em facilidades no transporte, manuseio e instalação.	▪ não resistem a grandes pressões internas, nem a grandes impactos externos; ▪ sofrem deterioração sob a ação da luz solar; ▪ possuem limitações para aplicação em obras de grande porte, tendo em vista que não existem tubulações de PVC com diâmetro nominal superior a 500 mm.

As principais normas relativas a tubos e conexões de PVC são: NBR 5.647-1, NBR 5.647-2, NBR 5.647-3, NBR 5.647-4, NBR 7.665.

15.3.3.2 Resistência a produtos químicos

O ataque químico que o PVC sofre é diferente do que ocorre em tubulações metálicas. Enquanto nos metais o ataque químico normalmente se limita à superfície, com eventual perda de massa, no PVC o ataque geralmente envolve absorção do reagente químico, com posterior amolecimento ou inchamento do material, podendo até mesmo haver ganho de massa. Por outro lado, a perda de massa pode acontecer em casos em que ocorra a dissolução do PVC pelo reagente químico. Apresenta-se a seguir a susceptibilidade do PVC ao ataque químico de vários agentes, e na Tabela 15.9 tem-se resultados de testes efetuados com vários produtos químicos, conforme fornecido por um fabricante.

- Água e soluções diluídas: o PVC absorve água em temperaturas elevadas, sofrendo pequeno inchamento;
- ácidos: o PVC é altamente resistente a ácidos fortes, apesar de sofrer ataque por alguns ácidos oxidantes em altas concentrações;
- álcalis: o PVC possui resistência química satisfatória em todas as concentrações, em temperaturas de até 60°C;
- halogênios: o gás cloro seco não ataca o PVC rígido à temperatura ambiente, porém é observado ataque no caso de exposição a esse gás em temperaturas elevadas ou quando úmido. Bromo e flúor atacam o PVC rígido, mesmo em baixas temperaturas;
- agentes oxidantes: o PVC resiste a oxidantes, mesmo os mais fortes, como peróxido de hidrogênio e permanganato de potássio, sendo que este último provoca somente discreto ataque superficial, em condições de concentração elevada;
- agentes redutores: esses agentes têm efeito desprezível sobre o PVC rígido em temperaturas de até 60°C.

Tabela 15.9 - Tabela fornecida por fabricante contendo resultados de testes efetuados com vários produtos químicos

Agente químico	Concentração	Resistência PVC rígido		Agente químico	Concentração	Resistência PVC rígido	
		20°C	60°C			20°C	60°C
Ácido clorídrico	10% em água	S	S	-	10% (gás seco)	S	-
	22% em água	S	S	Cloro	100% (gás seco)	S	P
	100%	S	S	-	10% (gás úmido)	P	-
Ácido fluossilícico	-	S	S	Hidróxido de sódio	-	S	S
Ácido sulfúrico	até 80% em água	S	S	Hipoclorito de cálcio	-	S	S
	90 a 95% em água	S	P	Hipoclorito de sódio	15% de cloro	S	S
	98% em água	P	P	Iodo (solução em iodeto de potássio)		I	I
	fumegante	I	I	Ozônio	-	S	S
Cloreto férrico	-	P	P	Peróxido de hidrogênio	até 30%	S	S
Cloreto ferroso	-	P	P	Sulfato de alumínio	-	S	S

S: resistência química satisfatória;
P: ataque ou absorção parcial. A resistência pode ser considerada adequada em casos específicos, como naqueles em que a durabilidade limitada do composto é aceitável;
I: resistência química insatisfatória (decomposição, dissolução, inchamento, perda de ductilidade etc. da amostra testada).

Fonte: RODOLFO Jr. *et al.* (2002)

15.3.3.3 Tipos de tubos de PVC e montagem

Existem dois tipos de tubos de PVC utilizados em sistemas de abastecimento de água: o PBA (Ponta, Bolsa e Anel de borracha) e o DEFoFo (Diâmetros Externos equivalentes ao de tubos de Ferro Fundido). Estes podem possuir, na extremidade, junta elástica (JE) ou junta elástica integrada (JEI).

A JE possibilita montagens rápidas e de fácil execução. O anel de borracha proporciona estanqueidade, sob condições normais de serviço, e protege a linha dos movimentos de solo, compensando também eventuais dilatações e contrações dos tubos. Na JEI o anel de vedação é incorporado durante o processo de fabricação, eliminando a etapa de colocação manual dos anéis durante a instalação da tubulação. Isso garante maior confiabilidade e segurança no sistema de junta e maior produtividade e economia durante a instalação.

Os tubos de PVC com ponta, bolsa e anel de borracha (PBA) possuem cor marrom ou branca e são fabricados com DN de 50 a 180 mm. Na Figura 15.10 são apresentadas ilustrações de algumas conexões de PVC/PBA.

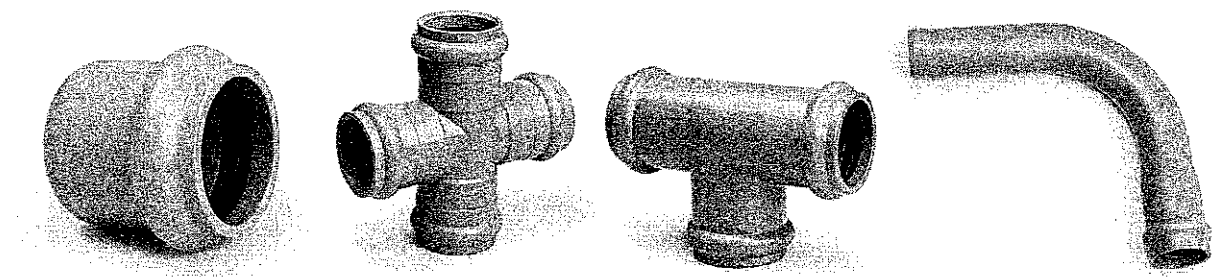



Figura 15.10 - Exemplos de conexões utilizadas em tubos de PVC/PBA
Fonte: Catálogo de fabricante

Os tubos DEFoFo começaram a ser fabricados no final da década de 1980. São caracterizados por apresentar diâmetros externos equivalentes aos dos tubos de ferro fundido, visando a facilitar a intercambiabilidade entre eles. Suas conexões são fabricadas com este material, exceto as luvas de correr. Possuem cor azul, são fabricados com diâmetros nominais de 100 a 300 mm, para tubos com JE, e de 100 a 500 mm, para tubos com JEI e pressão de serviço de 1,0 MPa.

Apresentam-se, na Tabela 15.10, algumas características gerais dos tubos de PVC (PBA e DEFoFo).

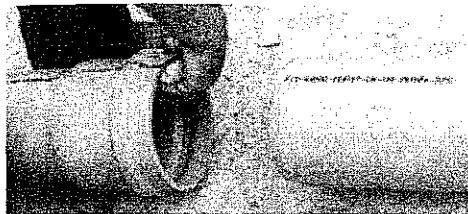
Tabela 15.10 - Características dos tubos de PVC (PBA e DEFoFo)

<table>
<tr><th rowspan="2">Tubos</th><th rowspan="2">DN (mm)</th><th colspan="2">PMS (MPa)</th></tr>
<tr><th>mín.</th><th>máx.</th></tr>
<tr><td>Tubo PVC classe 12; 15 e 20 JE PBA</td><td>50</td><td>0,6</td><td>1,0</td></tr>
<tr><td>Tubo PVC classe 12; 15 e 20 JEI PBA</td><td>50 a 180</td><td>0,6</td><td>1,0</td></tr>
<tr><td>Tubo PVC JE DEFoFo</td><td>100 a 300</td><td colspan="2">1,0</td></tr>
<tr><td>Tubo PVC JEI DEFoFo</td><td>100 a 500</td><td colspan="2">1,0</td></tr>
</table>

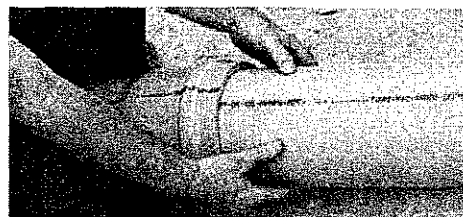
PMS: pressão máxima de serviço incluindo transientes hidráulicos; 12, 15 e 20 indicam as classes de pressão;
JE: junta elástica; JEI: junta elástica integrada.

A título ilustrativo (Figura 15.11), apresentam-se as instruções de um fabricante para a execução de juntas elásticas em tubos de PVC. O sentido de montagem das tubulações deverá ser feito de maneira que cada tubo assentado tenha sempre uma bolsa na extremidade livre. As conexões, demais acessórios e material para a execução das juntas devem ser levados para a obra no momento da utilização pelo pessoal especializado na montagem da tubulação.

Antes da execução do recobrimento da tubulação, deve-se verificar a estanqueidade das juntas através da introdução de água pressurizada na tubulação em 1,5 vezes a pressão de serviço desta no ponto mais baixo da linha, sendo que, em nenhum ponto,

a pressão interna de ensaio pode ser inferior a 20 mca. Durante o teste a rede deverá permanecer pressurizada, no mínimo, durante 30 minutos.

a) Limpar com estopa a bolsa dos tubos a serem unidos.

b) Colocar o anel de borracha no alojamento da bolsa. Para instalações com tubos - JEI, desconsiderar este passo

c) Aplicar pasta lubrificante na parte visível do anel e na ponta do tubo. Não usar óleos ou graxas, que podem atacar o anel de borracha.

d) Introduzir a ponta chanfrada do tubo até o fundo da bolsa. Esta operação pode ser facilitada com o auxílio de uma alavanca.

e) Fazer uma marca no tubo.

f) Recuar aproximadamente 1cm, para permitir a folga necessária para a dilatação e movimentação da junta.

Figura 15.11 - Etapas da execução de junta elástica em tubo de PVC

Fonte: Catálogo de fabricante

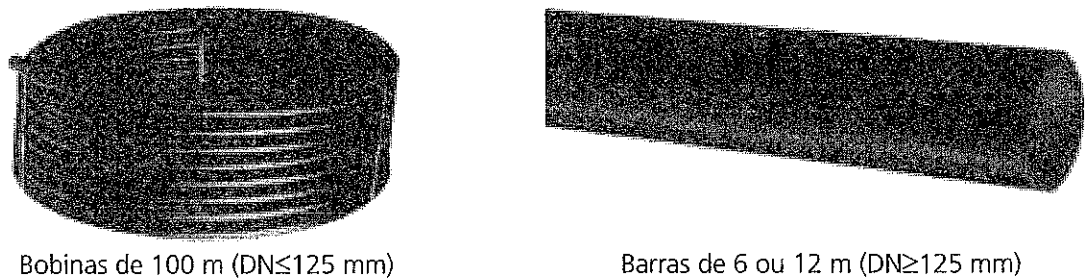
15.3.4 Tubos de polietileno e polipropileno

15.3.4.1 Considerações iniciais

O polietileno (PE) e o polipropileno (PP) são polímeros plásticos que mais recentemente têm sido utilizados na fabricação de tubos e conexões. Dependendo da forma de polimerização do etileno, pode-se obter o polietileno de alta densidade (PEAD), o polietileno de média densidade (PEMD) e o polietileno de baixa densidade (PEBD). O PEAD corresponde, atualmente, a cerca de 45% da produção mundial e vem sendo utilizado como tubo flexível em ligações prediais e também em redes de distribuição de água e adutoras.

Assim como os tubos de PVC, os tubos de PE e PP destacam-se pela baixa rugosidade, leveza e elevada resistência a agentes químicos e a processos corrosivos em relação aos tubos metálicos. Algumas normas técnicas sobres estes tubos são ISO (R 16; 1.183; 3.607; 3.663; 4.427; 4.437; 4.440; 6.447), DIN (3.535; 3.543; 3.544; 8.074; 8.075; 16.963; 19.533) e DVGW VO608.

15.3.4.2 Tipos de tubos

Os tubos de PE e PP são fabricados atualmente com diâmetro externo - DE entre 16 e 1.600 mm, em barras com comprimentos de 6, 12 e 18 m, para DE ≥ 125 mm, e em bobinas de 50, 100 e 200 m de comprimento, para DE ≤ 125 mm, conforme fotos da Figura 15.12. O diâmetro de 125 mm pode ser fornecido tanto em barras como em bobinas. São disponíveis comercialmente com pressões nominais entre 0,25 e 2,0 MPa, para operação à temperatura de 20°C, e uma vida útil de projeto de 50 anos.

Bobinas de 100 m (DN≤125 mm)

Barras de 6 ou 12 m (DN≥125 mm)

Figura 15.12 - Fotos de tubos de PEAD fornecidos em bobina e em barra
Fonte: Catálogo de fabricante

15.3.4.3 Resistência química e à pressão interna

O PEAD e o PP são plásticos que apresentam elevada resistência química para a maioria das substâncias agressivas, especialmente contra soluções aquosas de produtos químicos e solventes orgânicos. Apresenta-se, na Tabela 15.11, uma comparação da resistência química dos tubos de PEAD e PP em contato com diferentes classes de substâncias, conforme dados do fabricante.

Tabela 15.11 - Comparação de resistência química em contato com diferentes classes de substâncias

Classe			PEAD	PP
1	Ácidos	Inorgânico	o	o
		Orgânico	+	+
2	Alcalinos	Orgânico	+	+
3	Sais		+	+
4	Halógenos		-	-
5	Solventes	Hidrocarbonetos alifáticos	+	+
		Hidrocarbonetos aromáticos	-	-
		Hidrocarbonetos clorados	-	-
		Cetonas	o	o
		Aminas	o	o
		Álcoois	+	+
		Ésteres	o	o
		Aldeídos	+	+
6	Fenóis		+	+

+ : recomendável; o : recomendação limitada; - : não recomendável

As normas de dimensionamento dos tubos de PEAD estabelecem, através das curvas de regressão do material, a tensão circunferencial mínima - MRS (Minimum Required Strenght) requerida para uma vida útil de 50 anos à temperatura de 20°C, classificando-os por este fator.

PE 63: MRS = 6,3 MPa
PE 80: MRS = 8,0 MPa
PE 100: MRS = 10,0 MPa
PP 80: MRS = 8,0 MPa

Nas Figuras 15.13 e 15.14 são mostrados dois exemplos de curvas de regressão para tubos de PEAD e de PP, respectivamente. A partir dos valores encontrados para MRS nas curvas de regressão, considerando uma vida útil de 50 anos à temperatura de 20°C, são adotados fatores de segurança, os quais variam em função do tipo da resina, norma e aplicação da tubulação, e obtém-se o valor da tensão de dimensionamento (ou de projeto), para 50 anos a 20°C, e, consequentemente, a espessura da parede do tubo requerida, conforme mostrado no exemplo apresentado no item 15.3.4.4. Na Tabela 15.12 apresentam-se exemplos de dados obtidos para a tensão de projeto, para materiais de classificação e normas diferentes.

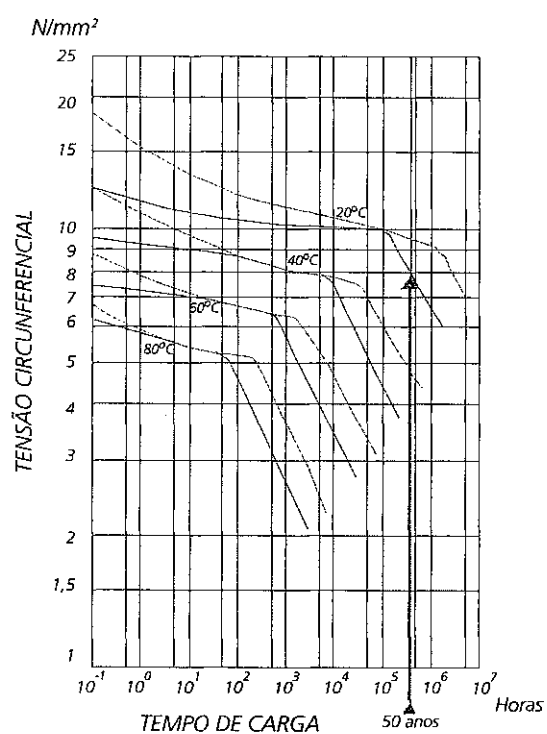



Figura 15.13 - Curva de regressão do PEAD
Fonte: Catálogo de fabricante

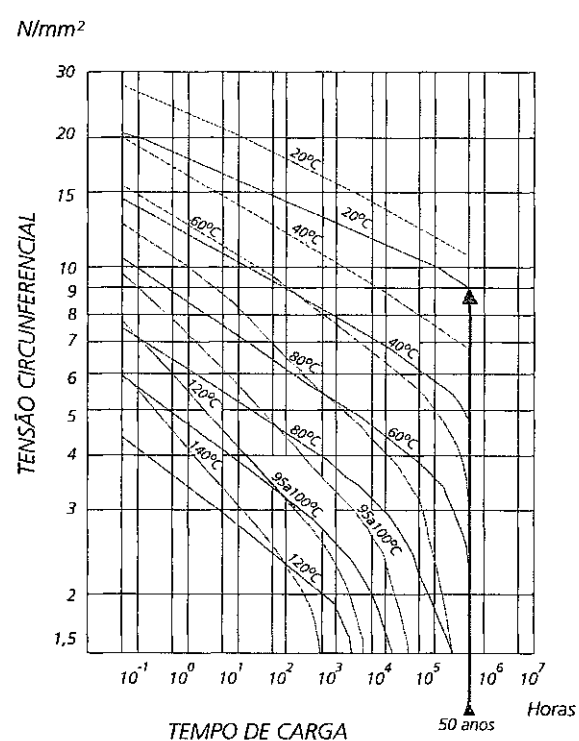



Figura 15.14 - Curva de regressão do PP
Fonte: Catálogo de fabricante

Além da especificação do material pela sua classe de pressão, é comum também defini-lo em função de seu SDR (Standard Dimensional Ratio), que é um valor adimensional que resulta da divisão do diâmetro externo nominal pela espessura mínima da parede do tubo, conforme exemplificado na Figura 15.15. Cada SDR representa uma classe de pressão do tubo.

Tabela 15.12 - Exemplos de dados obtidos para tensão de projeto, para materiais de classificação e normas diferentes

Material	Norma	Classificação	MRS (MPa)	Fator de segurança	Tensão de projeto 50 anos a 20°C (MPa)
PEAD	DIN 8.075	PE 63	6,3	1,25	5
PEAD	DIN 8.075	PE 80	8	1,6	5
PEAD	ISO CD 4.427	PE 63	6,3	1,25	5
PEAD	ISO CD 4.427	PE 80	8	1,25	6,3
PEAD	ISO CD 4.427	PE 100	10	1,25	8
PEAD	ISO CD 4.427	PE 80	8	4	2
PP	DIN 8.077	Homopolímero	10	2	5
PP	DIN 8.077	Copolímero	8,5	1,7	5

Fonte: Catálogo do fabricante

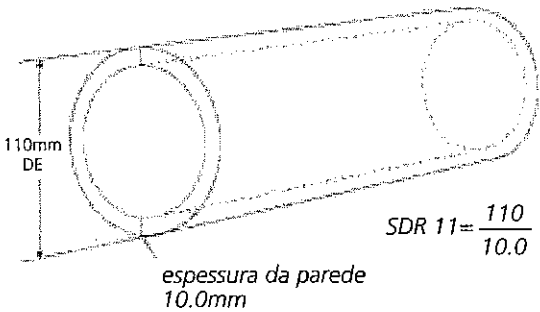



Figura 15.15 - Ilustração de cálculo da SDR para uma tubulação com DE = 110 mm

15.3.4.4 Principais fatores a serem considerados no dimensionamento

O dimensionamento de tubulação de PE e PP requer a consideração de vários fatores, destacando-se:

- estimativa da carga de colapso para tubos sujeitos a pressão externa superior à interna, devido a cargas externas, como tubulação assentada sob água, e tubulação sujeita a pressão interna relativa negativa;
- cálculo de deformação, para tubos enterrados, em função da carga de terra e sobrecarga devido a tráfego;
- tensão de curvatura para tubulação instalada em terreno irregular ou, no momento de instalação, devido à curvatura de inserção para tubulações subterrâneas;

- tensões oriundas da dilatação térmica. A expansão térmica linear é responsável por gerar tensões nos suportes e apoios da tubulação, sendo necessário o dimensionamento e o posicionamento estratégico dos suportes, considerando os espaçamentos mínimo e máximo e a necessidade de absorvedores de expansão;
- sujeição a golpes de aríete;
- análise da curva de regressão do material, para determinação de sua vida útil;
- esforços de flexão, devidos à distância entre apoios em tubulações aéreas, ou sobre apoios. O distanciamento máximo entre os apoios da tubulação varia em função do diâmetro do tubo e da temperatura de operação, e pode ser fornecido pelo fabricante, conforme mostrado na Figura 15.16. Contudo, deve-se ressaltar que, ao dimensionar as tubulações, é sempre recomendado consultar o corpo técnico do fabricante, especialmente para tubulações de grande diâmetro, para que a especificação do produto seja feita de forma correta.

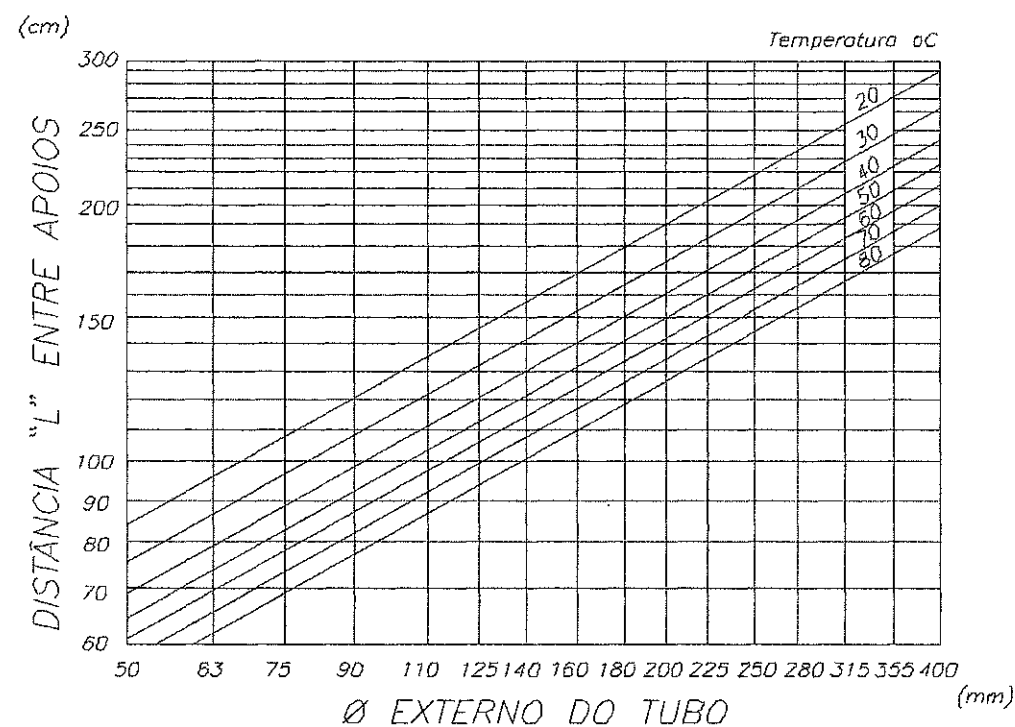



Figura 15.16 - Gráfico orientativo para distâncias máximas entre apoios de tubulações de PEAD PN 6 e PN 10

Obs: Para PEAD PN 3,2 e PP PN 4, deve-se multiplicar "L" por 0,8 e, para PP PN 6 e PN 10, multiplicar "L" por 1,4.

Exemplo

Calcular um tubo de PEAD normalizado conforme DIN 8.075, com DE de 110 mm e classe de pressão PN 10, para operação à temperatura de 20°C e uma vida útil de projeto de 50 anos:

Solução

Pela curva de regressão do PEAD/DIN 8.075, para operação à temperatura de 20°C e uma vida útil de projeto de 50 anos, obtém-se MRS da ordem de 8,0 MPa (Figura 15.13). Adotando-se fator de segurança de 1,6 (Tabela 15.12), resulta a tensão de projeto igual a 5,0 MPa, ou 50 kgf/cm². Assim, a espessura da parede do tubo pode ser calculada pela Equação 15.4.

$$e = \frac{PN \times DE}{2 \times \delta + PN} \qquad (15.4)$$

Em que:

e: espessura da parede (mm);

PN: pressão nominal (kgf/cm²);

DE: diâmetro externo (mm);

δ: tensão de projeto (kgf/cm²).

Para este exemplo, resulta: $e = \frac{10 \times 110}{2 \times 50 + 10} = 10\ mm$

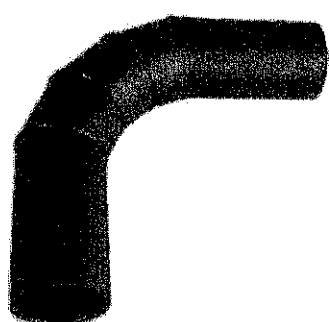
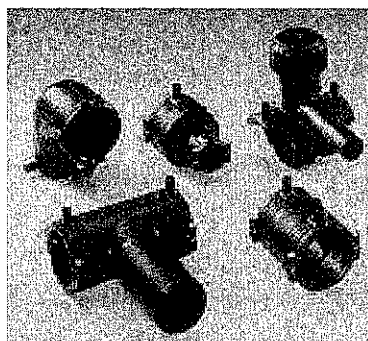
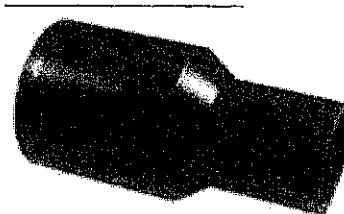
Assim, a espessura mínima necessária para o tubo de PEAD normalizado conforme DIN 8.075, com DE de 110 mm e classe de pressão PN 10, para operação à temperatura de 20°C e uma vida útil de projeto de 50 anos, resultou igual a 10 mm.

15.3.4.5 Instalação

O polietileno não aceita nenhum tipo de adesivo plástico para sua montagem, sendo suas uniões executadas por soldagem, ou através de conexões mecânicas. As conexões podem ser injetadas ou produzidas a partir de segmentos de tubo, sendo as extremidades, necessariamente, do tipo ponta-ponta.

As conexões injetadas podem ser de 3 tipos:

- Ponta-Ponta - Junta Soldável (topo);
- Eletrofusão - Junta Soldável;
- Compressão - Junta Mecânica.

Na Figura 15.17 são apresentados os tipos de conexões citados.

Conexão - Curva produzida a partir de segmentos de tubo

Eletrofusão - Junta Soldável

Ponta - Ponta - Junta Soldável

Compressão - Junta Mecânica

Figura 15.17 - Tipos de conexões para tubos PE
Fonte: Catálogo de fabricante

Soldagem por termofusão: a soldagem por termofusão consiste, primeiramente, em submeter as extremidades dos tubos a serem soldados à temperatura e ao tempo determinados. A seguir, unem-se as superfícies fundidas sob certa pressão, ocasionando a interação das massas fundidas. Durante a soldagem, forma-se um cordão de solda nas extremidades em contato, tanto por fora quanto por dentro da tubulação, conforme esquema apresentado na Figura 15.18. Os produtos de mesmo SDR e mesmo composto podem ter sua junta executada por solda de topo, ao contrário de produtos de diferentes SDR.

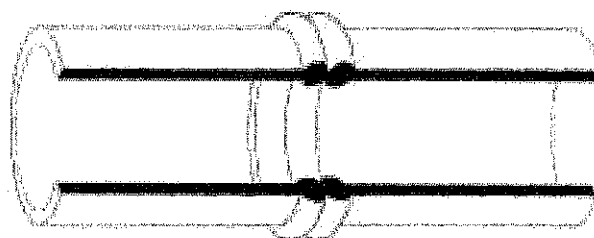



Figura 15.18 - Esquema do tubo após soldagem por termofusão
Fonte: Catálogo de fabricante

Soldagem por eletrofusão: a soldagem por eletrofusão utiliza conexões que possuem incorporada, na sua superfície interna, uma resistência elétrica cujos terminais são conectados a equipamento que fornece tensão elétrica controlada (39,5V), durante um tempo determinado, suficiente para levar à fusão a superfície interna da conexão e a superfície externa do tubo em contato com ela. A vantagem da eletrofusão é que sua execução é praticamente toda automatizada, diminuindo-se o risco de erro na instalação. Os produtos podem ser soldados por eletrofusão tendo diferentes ou mesmo SDR e compostos, conforme esquema da Figura 15.19.

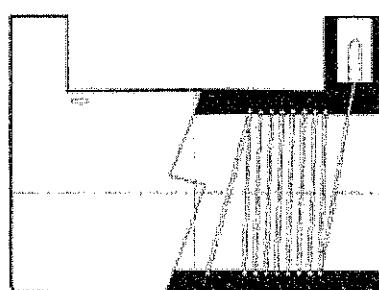



Figura 15.19 - Esquema do interior da conexão de soldagem por eletrofusão
Fonte: Catálogo de fabricante

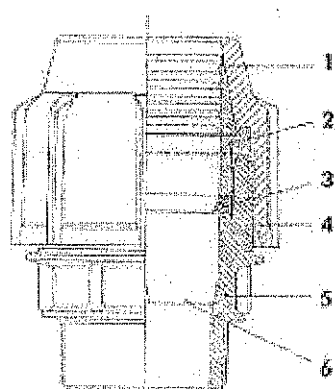
Juntas de compressão: a junta de compressão é um dos tipos existentes de junta mecânica, sendo, portanto, obtida a partir de montagem, e não de soldagem. As conexões são compostas de duas bolsas nas extremidades, nas quais os tubos são encaixados e fixados através de um anel interno de poliacetal que impede seu deslocamento longitudinal. A estanqueidade do sistema é obtida através de anéis de vedação de borracha, conforme esquema da Figura 15.20.

Legenda:
1 - Anel Prendedor POM (Poliacetal)
2 - Anel Impulsor PP Copolímero
3 - Anel de Vedação NBR
4 - Porca PP Copolímero
5 - Corpo PP Copolímero
6 - Trava do Tubo

Figura 15.20 - Esquema do interior da junta de compressão
Fonte: Catálogo de fabricante

15.3.5 Tubulações reforçadas com fibra de vidro

15.3.5.1 Considerações iniciais

Há basicamente dois tipos de tubulações reforçadas com fibra de vidro: o Poliéster Reforçado com Fibra de Vidro (PRFV) e o PVC Reforçado com Fibra de Vidro (RPVC). A fibra de vidro é utilizada para incrementar a resistência mecânica da tubulação. Para tubos de RPVC, a temperatura máxima de operação se limita a 70°C, e, para os de PRFV, essa temperatura é da ordem de 99°C e, em alguns casos, pode chegar a até 120°C.

Os tubos reforçados com fibra de vidro são intercambiáveis com diâmetros de outros materiais, tais como FoFo e DEFoFo; apresentam baixa rugosidade, maior resistência mecânica que os tubos tradicionais de poliéster e PVC (coeficiente de segurança CS = 4), elevada resistência a agentes químicos e a processos corrosivos; apresenta baixo peso, em comparação aos tubos metálicos.

Algumas normas técnicas relativas a tubulações reforçadas com fibra de vidro são: NBR (6.483 - Monitoramento - Rigidez conforme ensaio dos pratos paralelos; 7.365 - Qualificação - Método de ensaio por pressão hidráulica de ruptura; 7.364 - Monitoramento - Ensaio de estanqueidade à pressão interna; 7.423 - Qualificação - Determinação da dureza em anéis de borracha; 7.424 - Qualificação - Verificação da deformação permanente à compressão a quente do anel de borracha; 7.671 - Qualificação - Verificação do envelhecimento acelerado em estufa do anel de borracha; 7.972 - Monitoramento - Dureza barcol do PRFV) e ASTM (ASTM D638; ASTM D695; ASTM D5.99; ASTM D2.105; ASTM D2.290 e D1.599; ASTM D2.412; ASTM D2.992; ASTM D3.517; ASTM D3.681; ASTM D4.161, ASTM D5.365, ASTM F477).

15.3.5.2 Tipos de tubos e montagem

Os tubos PRFV e RPVC são fornecidos em barras de 6 m e podem possuir extremidades do tipo ponta-ponta, ponta-flange ou ponta-bolsa, conforme descrição apresentada a seguir e ilustrações mostradas nas Figuras 15.21 e 15.22.

- Ponta-ponta: a união de topo das extremidades do tubo e a restauração da capacidade resistiva é por laminação manual, feita pela aplicação de uma bandagem constituída por manta, tecido e resina;
- ponta-flange: é usada em casas de bombas, instalações industriais, reservatórios e ligações a registros e outros órgãos e acessórios; a união ocorre com o emprego de flanges fixados por parafusos com junta de borracha;
- ponta-bolsa (junta rígida): o conjunto é formado por uma ponta lisa e uma bolsa expandida na extremidade do tubo, e a união ocorre pela introdução da ponta do tubo na bolsa, com laminação manual feita pela aplicação de uma bandagem constituída por manta, tecido e resina;

- ponta-bolsa (junta elástica): o conjunto de acoplamento deslizante é formado por uma ponta lisa, uma bolsa expandida na extremidade do tubo e um anel de vedação alojado na bolsa. Este tipo de junta permite pequenas deflexões na tubulação sem que se perca a estanqueidade.

Na Tabela 15.13 são apresentadas algumas características de tubos reforçados com fibra de vidro (PRFV e RPVC), conforme informações de um fabricante.

Tabela 15.13 - Alguns tipos de tubos reforçados com fibra de vidro e a faixa de variação das PMS correspondentes

Tubos	DN (mm)	PMS (MPa)	
		mín.	máx.
PRFV (usual)	50 a 700	0,2	3,2
PRFV para conduto livre	300 a 2.400	0,1	0,1
PRFV para conduto forçado	300 a 2.400	0,6	3,2
RPVC-JE	50 a 700	0,2	2,0
RPVC-JR	25 a 700	0,2	1,6

PMS: pressão máxima de serviço incluindo transientes; PRFV: Poliéster Reforçado com Fibra de Vidro; RPVC: PVC Reforçado com Fibra de Vidro; JE: junta elástica; JR: junta rígida.

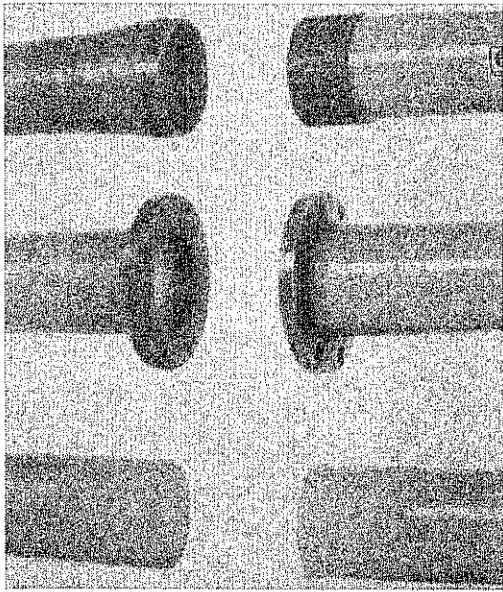



Figura 15.21 - Foto dos tipos de extremidade do tubo de PRFV

Fonte: Catálogo de fabricante

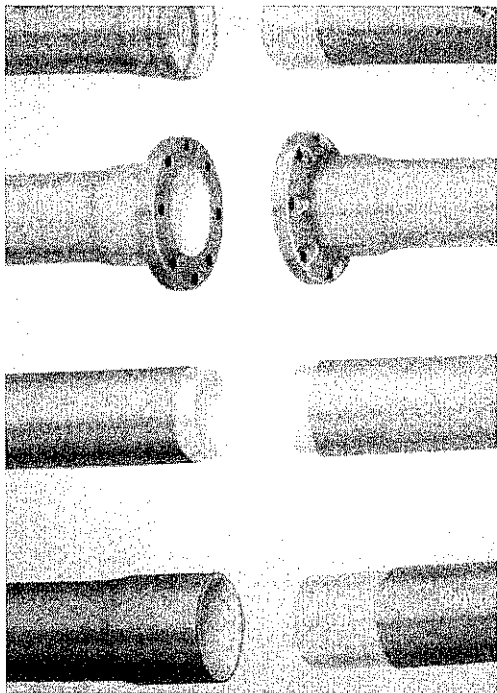



Figura 15.22 - Foto dos tipos de extremidade do tubo de RPVC

15.4 Acessórios

Numa adutora por gravidade, em conduto forçado, além das conexões usuais (tais como cruzetas, tês, curvas e juntas), aparecem normalmente as seguintes peças especiais: válvulas ou registros de parada, válvulas ou registros de descarga, válvulas redutoras de pressão e ventosas. Nas adutoras por recalque há a considerar, além dessas, as válvulas de retenção e válvulas aliviadoras de pressão (ou válvulas antigolpe).

Os acessórios podem ser responsáveis por um custo bastante representativo do valor total da aquisição e assentamento das tubulações. Assim, a escolha incorreta desses dispositivos representará prejuízo econômico e comprometerá o funcionamento do sistema de abastecimento de água.

15.4.1 Válvulas de regulagem de vazão

As válvulas de regulagem de vazão são dispositivos destinados a estabelecer, controlar e interromper o escoamento em uma tubulação. Na Tabela 15.14 são listadas as formas de operação das válvulas, e nos itens seguintes são feitos comentários a respeito desses acessórios utilizados nas tubulações.

Tabela 15.14 - Tipos de operação de válvulas utilizadas em sistemas de abastecimento de água

Tipo de operação	Descrição
Manual	A operação é feita por meio de volante, alavanca, engrenagem, parafuso sem fim etc.
Motorizada	Necessita de uma força motriz externa: pneumática, hidráulica ou elétrica.
Automática	Dispensa ação externa, sendo acionada pelo próprio fluido ou por meio de molas e contrapesos.

As válvulas ou registros de parada destinam-se a estabelecer ou interromper o fluxo da água e, portanto, trabalham completamente abertas ou fechadas. Uma delas geralmente é colocada a montante, no início da adutora. Outras são colocadas ao longo da linha, distribuídas em pontos convenientes, para permitir o isolamento e o esgotamento de trechos, por ocasião de reparos, sem necessidade de esgotar toda a adutora. Estas válvulas permitem também regular a vazão, na operação de enchimento da linha, de modo gradual, e assim evitar golpes de aríete. Quando possível, é aconselhável colocar as válvulas de parada em pontos elevados, onde a pressão é menor, para facilitar a manobra. Há também casos em que se colocam válvulas na linha, para melhor controle da vazão

nas derivações. Esses casos não são comuns e exigem atenção especial na operação de abertura ou fechamento. Válvulas de gaveta, macho, esfera e comporta são os tipos mais usuais de válvulas de parada.

As válvulas de controle são destinadas especificamente para controlar a vazão, podendo trabalhar em qualquer posição de fechamento parcial. Válvulas de globo, agulha, borboleta e diafragma são os tipos mais usuais de válvulas de controle. Na Figura 15.23 tem-se a ilustração de alguns tipos de válvulas utilizadas em tubulações empregadas em sistemas de abastecimento de água.

Válvula de gaveta com acionamento manual por volante

Válvula borboleta com acionamento manual

Válvula de gaveta com acionamento pneumático

Válvula de comporta com acionamento manual por alavanca

Válvula de globo

Válvula de contrapeso

Válvula de agulha

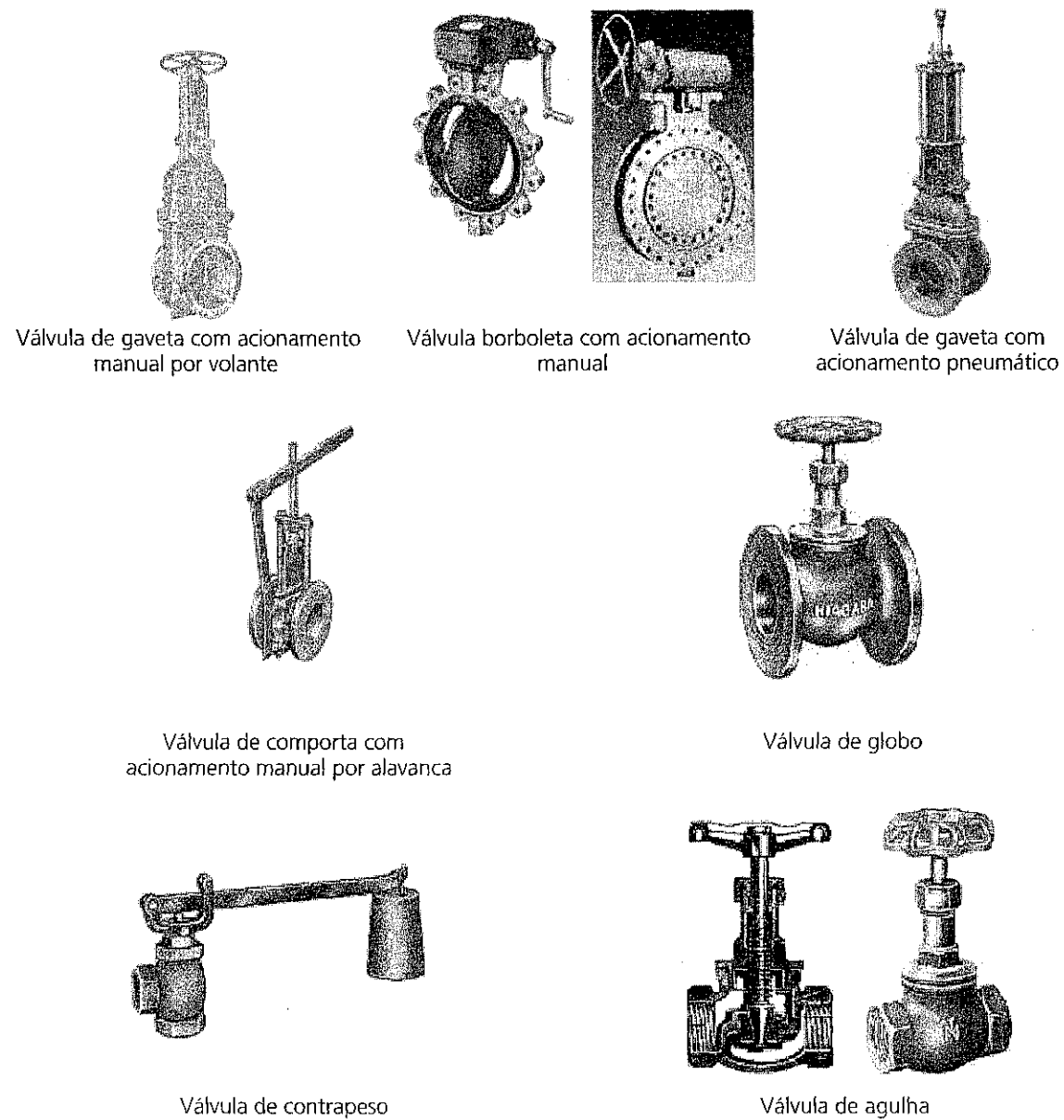



Figura 15.23 - Alguns tipos de válvulas utilizadas em tubulações
Fonte: Catálogo de fabricante

15.4.2 Comportas e adufas

As comportas de sentido único de escoamento e as adufas de parede são constituídas por chapa móvel, geralmente utilizadas para descarga horizontal de sistemas hidráulicos, e apresentam excelente estanqueidade. As comportas podem ser quadradas ou circulares, conforme ilustrado na Figura 15.24, e as adufas de parede podem ser com ponta ou flange (Figura 15.25). As comportas e as adufas, em geral, são dimensionadas para trabalharem com uma altura máxima da coluna de 10 mca e ambas podem ser acionadas com pedestais de suspensão, nos quais a haste se desloca verticalmente com a tampa durante a manobra, ou por meio de sistema elétrico, hidráulico ou pneumático.

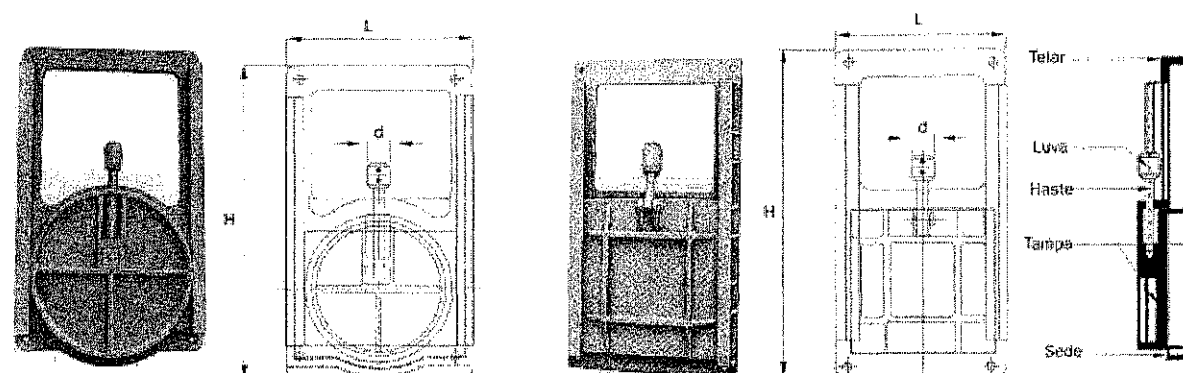



Figura 15.24 - Ilustrações e cortes esquemáticos de comportas circulares e quadradas
Fonte: Catálogo de fabricante

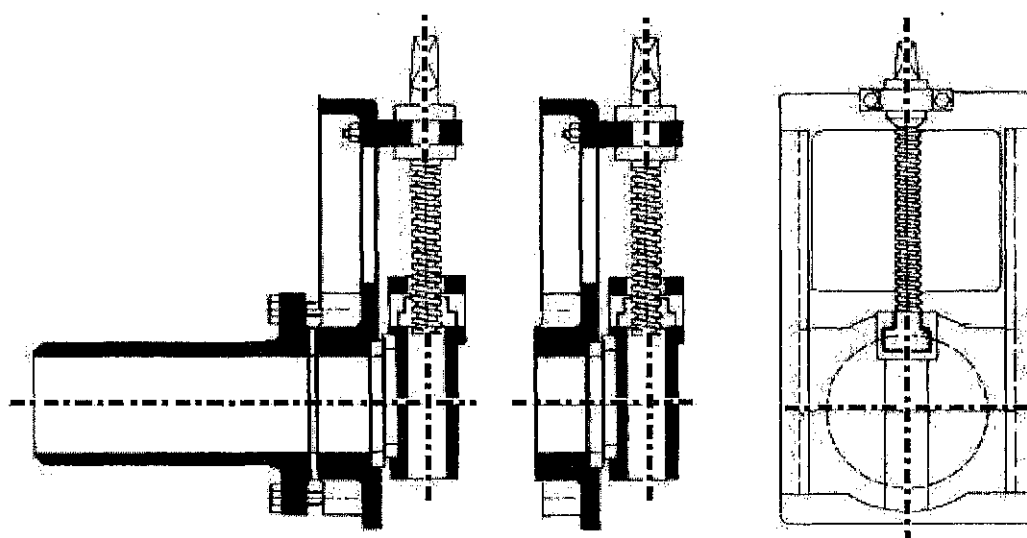



Figura 15.25 - Cortes esquemáticos de adufas com ponta, com flange e vista frontal
Fonte: Catálogo de fabricante

As adufas de fundo são utilizadas para descarga vertical das unidades durante operações de esgotamento e limpeza, ou para permitir a passagem de água de um compartimento para outro. Normalmente, as adufas de fundo são concretadas no plano inferior de reservatórios, com flange conectado à tubulação de descarga ou de intercomunicação. O acionamento pode ser realizado com chave Tê ou pedestal de suspensão, complementados por haste de prolongamento. Na Figura 15.26 é mostrada uma adufa de fundo não instalada e após a instalação.

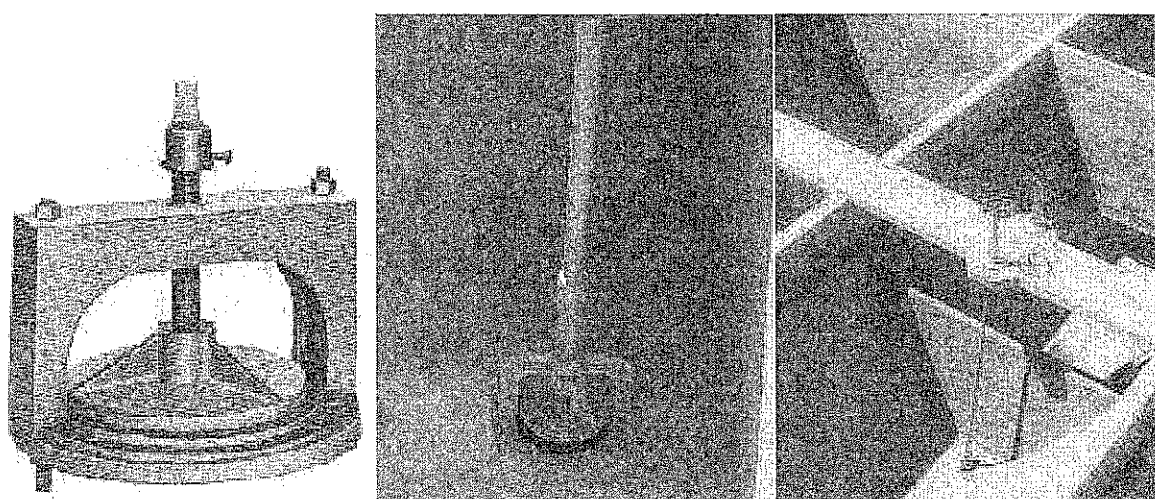



Figura 15.26 - Adufa de fundo antes e após a instalação
Fonte: Catálogo de fabricante

15.4.3 Válvulas de descarga

As descargas são colocadas nos pontos baixos das adutoras, em derivação à linha, para permitir a saída de água sempre que for necessário. Isto ocorre geralmente quando se está enchendo a linha, para assegurar a saída de ar, ou quando se vai esvaziar a adutora, para fins de reparo ou outras razões de natureza operacional. O diâmetro da derivação de descarga não deve se inferior a 1/6 do diâmetro da adutora; preferivelmente, deverá ser bem maior. A metade do valor do diâmetro da adutora é um valor considerado bastante adequado. Assim, uma adutora de 400 mm poderá ter válvulas de descarga de 200 mm. Nos casos de descarga com redução de diâmetro, é necessário facilitar a retirada completa da água, o que se consegue colocando uma peça especial na adutora, com uma derivação tangente, ou dando uma inclinação conveniente ao tê onde será ligado o registro.

15.4.4 Ventosas

O acúmulo de ar nas tubulações restringe a seção de escoamento da água, aumentando a perda de carga e, como consequência, pode diminuir a vazão aduzida, sendo que em alguns casos pode até mesmo paralisar o escoamento. Além disso, o aprisionamento de ar pode acarretar o emulsionamento da água, causar dificuldade operacionais nos decantadores e filtros das estações de tratamento de água, diminuir a eficiência das bombas e provocar corrosão das tubulações. As possíveis causas e locais de introdução de ar nas tubulações são:

- formação de vórtice no poço de sucção;
- poço de sucção com entrada de água em queda livre, provocando turbulência excessiva;
- falta de submergência da tubulação de captação, provocando arraste de ar;
- liberação do ar dissolvido na água em razão da variação da temperatura e pressão, e, também, pelo enchimento ou esvaziamento da adutora;
- as válvulas e bombas também constituem pontos onde poderá haver liberação de ar.

Por outro lado, quando é necessário esvaziar uma adutora para reparo ou manutenção, deve haver um dispositivo que permita a entrada de ar de modo a evitar que a pressão interna na tubulação fique inferior à pressão atmosférica, o que pode causar colapso da tubulação, especialmente a de aço. Para evitar estes problemas, deve-se prever a instalação de ventosas, que são dispositivos destinados a: a) expelir o ar deslocado pela água durante o enchimento da tubulação; b) admitir quantidade suficiente de ar durante o esvaziamento da linha; c) expulsar pequenas quantidades de ar desprendidos da água e não arrastado no escoamento.

O ar também pode ser removido hidraulicamente das tubulações, sendo arrastado durante o escoamento. Tomando-se como base a Figura 15.27, considera-se que o ar pode ser arrastado hidraulicamente se a velocidade média do escoamento da água (V) for igual ou superior a um valor mínimo, denominado velocidade crítica (V_c), que pode ser estimado pela Equação 15.5 (Tsutiya, 2004):

$$V_c = 1{,}36\sqrt{gD\,\text{sen}\,\theta} \qquad (15.5)$$

Em que:
V_c: velocidade crítica (m/s);
g: aceleração da gravidade (m/s²);
D: diâmetro da tubulação (m);
θ: ângulo que a tubulação forma com a horizontal a jusante do ponto alto (em graus).

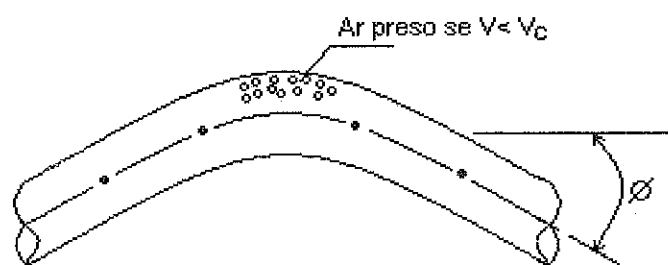



Figura 15.27 - Condição de acúmulo de ar na tubulação
Fonte: TSUTIYA (2004)

Nos pontos em que há necessidade de remoção mecânica do ar, tanto na fase de enchimento como na operação normal da adutora, utilizam-se ventosas. De um modo geral, os pontos para se verificar a necessidade da instalação de ventosas são:

- todos os pontos altos;
- os pontos onde houver mudança acentuada de inclinação em trechos ascendentes ou descendentes;
- os pontos intermediários de trechos ascendentes, descendentes ou horizontais muito longos;
- os pontos iniciais e finais de trechos horizontais;
- os pontos iniciais e finais de trechos paralelos à linha piezométrica.

No capítulo 10 deste livro são feitos outros comentários relativos às ventosas, incluindo um exemplo de dimensionamento.

15.4.5 Válvulas redutoras de pressão

As válvulas redutoras de pressão são dispositivos destinados a permitir uma diminuição permanente da pressão interna na linha a partir do ponto de colocação. Desempenham função semelhante às caixas de quebra de pressão, com a diferença de que a água não entra em contato com a atmosfera e, portanto, não há perda total de pressão. Válvulas microprocessadas têm sido largamente empregadas na setorização de redes de distribuição, visando ao controle operacional para redução de perdas físicas de água.

15.4.6 Válvulas de retenção

As válvulas de retenção são instaladas no início das adutoras por recalque, quase sempre no trecho da saída de cada bomba. Destinam-se a impedir o retorno brusco da água contra as bombas, na sua paralisação por falta de energia elétrica ou por outra causa qualquer. Possuem dispositivo que dá passagem à água num só sentido, assim sendo, suportam a coluna de água de toda a linha quando a bomba

está parada. A carcaça das válvulas de retenção deve ser suficientemente robusta para suportar, sem danos, os golpes de aríete. As válvulas devem estar, também, convenientemente ancoradas para evitar possíveis deslocamentos.

15.4.7 Válvulas antigolpe

As válvulas aliviadoras de pressão, ou válvulas antigolpe, são dispostivos que permitem reduzir a pressão interna das tubulações, quando estas sofrem a ação de golpes de aríete. São instaladas normalmente no início das adutoras por recalque de grande diâmetro, nas quais as válvulas de retenção sofrem solicitações maiores e poderão não suportar esforços resultantes da sobrelevação de pressão. Alguns desses dispositivos têm mecanismo complicado, necessitando, às vezes, de ar comprimido ou de dispositivos elétricos para auxiliar a operação. As válvulas e dispositivos antigolpe de aríete já foram mencionados no capítulo 10; recomenda-se ao leitor recorrer a este capítulo.

Na Figura 15.28 são mostradas ilustrações de alguns dos acessórios mencionados nos itens de 15.4.4 a 15.4.7.

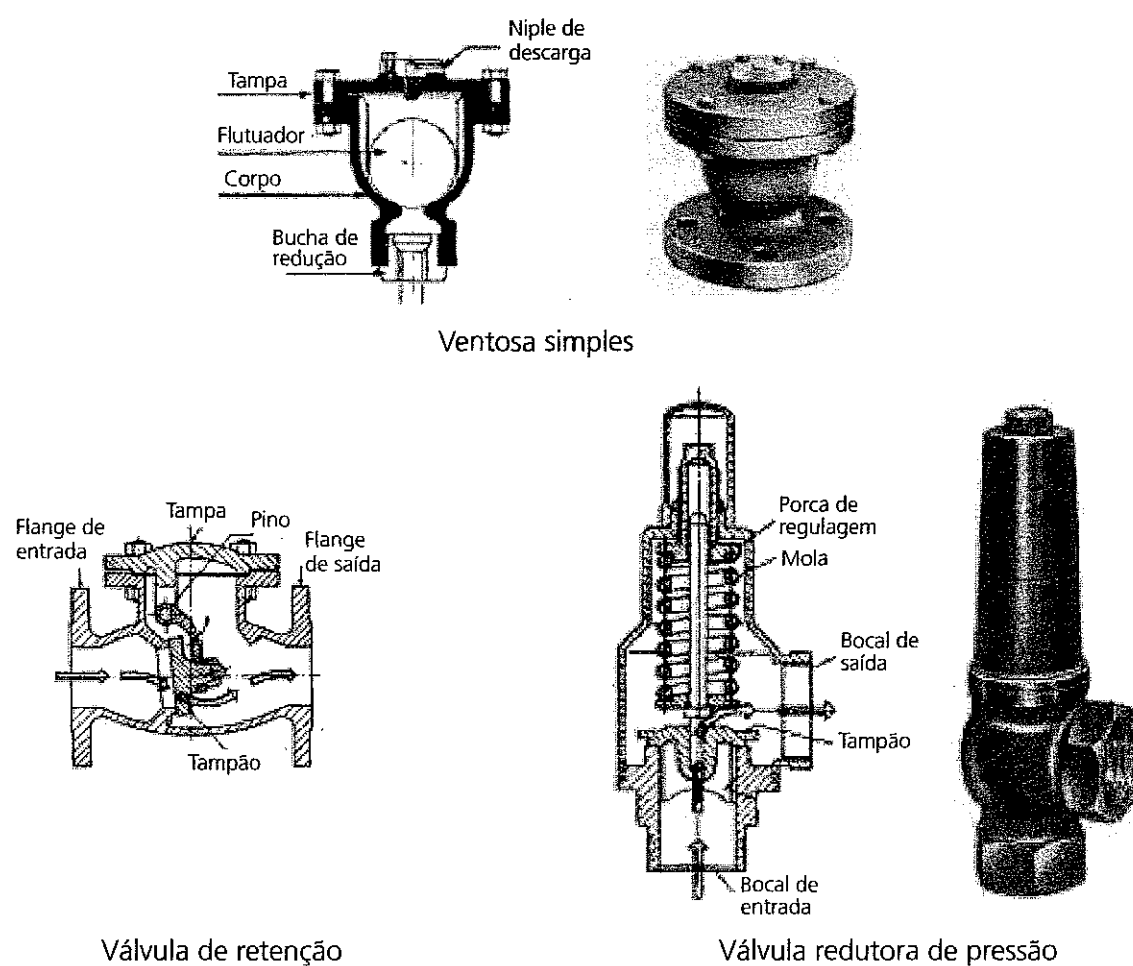



Figura 15.28 - Exemplos de válvula redutora de pressão, ventosa e válvula de retenção
Fonte: Catálogo de fabricante

15.4.8 Medidores de vazão

Pode-se dizer que, em qualquer sistema hidráulico, é imprescindível o conhecimento da vazão aduzida em vários pontos da linha, tanto para condutos forçados quanto para conduto livre. Nos sistemas de abastecimento de água, pode ser necessário medir a vazão nas etapas de captação, adução, tratamento, reservação e distribuição de água. A avaliação, em termos quantitativos, da produção efetiva de água é fundamental para a operação e gerenciamento adequado do sistema de abastecimento. Quando os medidores de vazão são instalados em tubulações de grande porte, são denominados macromedidores e estão diretamente relacionados às funções de gerenciamento do sistema. Os medidores instalados nos pontos individuais de consumo são, em geral, denominados micromedidores, tal como os hidrômetros instalados na entrada de água das residências.

Existem diversos tipos de medidores de vazão, com princípios variados de funcionamento e a escolha de um deles dependerá de fatores tais como tipo de fluido, condição e regime de escoamento, precisão e confiabilidade desejada, pressão disponível na linha, custo de aquisição e manutenção, vida útil, dimensão, facilidades de operação e manutenção, dentre outros. Apresentam-se a seguir alguns tipos de medidores agrupados em função do princípio de funcionamento. Na Tabela 15.15 tem-se informações gerais sobre diferentes tipos de medidores disponíveis comercialmente.

Tabela 15.15 - Informações gerais sobre os diferentes tipos de medidores de vazão

Tipo	Utilização	Faixa	Perda de pressão	Precisão aproximada %	Comprimento prévio nº diâmetros	Sensibilidade à viscosidade	Custo relativo
Venturi	Líquidos comuns pouca suspensão	4:1	Baixa	±1 da escala	5 a 20	Alta	Médio
Placa de orifício	Líquidos comuns pouca suspensão	4:1	Média	±2/±4 da escala	10 a 30	Alta	Baixo
Bocal	Líquidos comuns	4:1	Média	±1/±2 da escala	10 a 30	Alta	Médio
Joelho	Líquidos comuns	3:1	Baixa	±5/±10 da escala	30	Baixa	Baixo
Tubo de Pitot	Líquidos sem impurezas	3:1	Muito baixa	±3/±5 da escala	20 a 30	Baixa	Baixo
Rotâmetro	Líquidos comuns	10:1	Média	±1/±10 da escala	Nenhum	Média	Baixo
Deslocamento positivo	Líquidos viscosos sem suspensões	10:1	Alta	±0,5 da proporção	Não há	Baixa	Médio
Turbina	Líquidos comuns pouca suspensão	20:1	Alta	±0,25 da proporção	5 a 10	Alta	Alto
Eletro-magnético	Líquidos condutivos com suspensões	40:1	Não há	±0,5 da proporção	5	Não há	Alto
Ultrassônico (Doppler)	Líquidos viscosos com suspensões	10:1	Não há	±5 da escala	5 a 30	Não há	Alto

Fonte: http://myspace.eng.br/eng/fluidos/fluido3.asp

Medidores de pressão diferencial: esses medidores são baseados na aplicação das leis da conservação de energia (Equação de Bernoulli) e da continuidade, para medição da vazão do fluido por meio da diferença de pressões entre dois pontos específicos da seção de controle. A redução de pressão entre dois pontos pode ser produzida por vários tipos de elementos primários (placa com orifício, venturi, bocal, cone, joelho, tubo Pitot, Annubar, entre outros) inseridos na tubulação, com o objetivo de reduzir a área da seção transversal ao escoamento e aumentar a velocidade do fluido.

A medida do diferencial de pressão pode ser feita por meios simplificados como um manômetro U ou, dependendo da situação, pode-se recorrer a meios mais sofisticados, com o emprego de transdutores elétricos e processamento de sinais por circuitos analógicos ou digitais para indicação dos valores de vazão.

Apesar das facilidades de construção e funcionamento, e do baixo custo de aquisição, os medidores de pressão diferencial possuem faixa restrita de medição, menor precisão, podem apresentar desgastes do elemento primário com o uso e introduzem considerável perda de carga localizada. O medidor venturi introduz menor perda de carga em relação ao medidor de placa de orifício e de bocal. Na Figura 15.29 são mostradas ilustrações de alguns tipos de medidores de pressão diferencial.

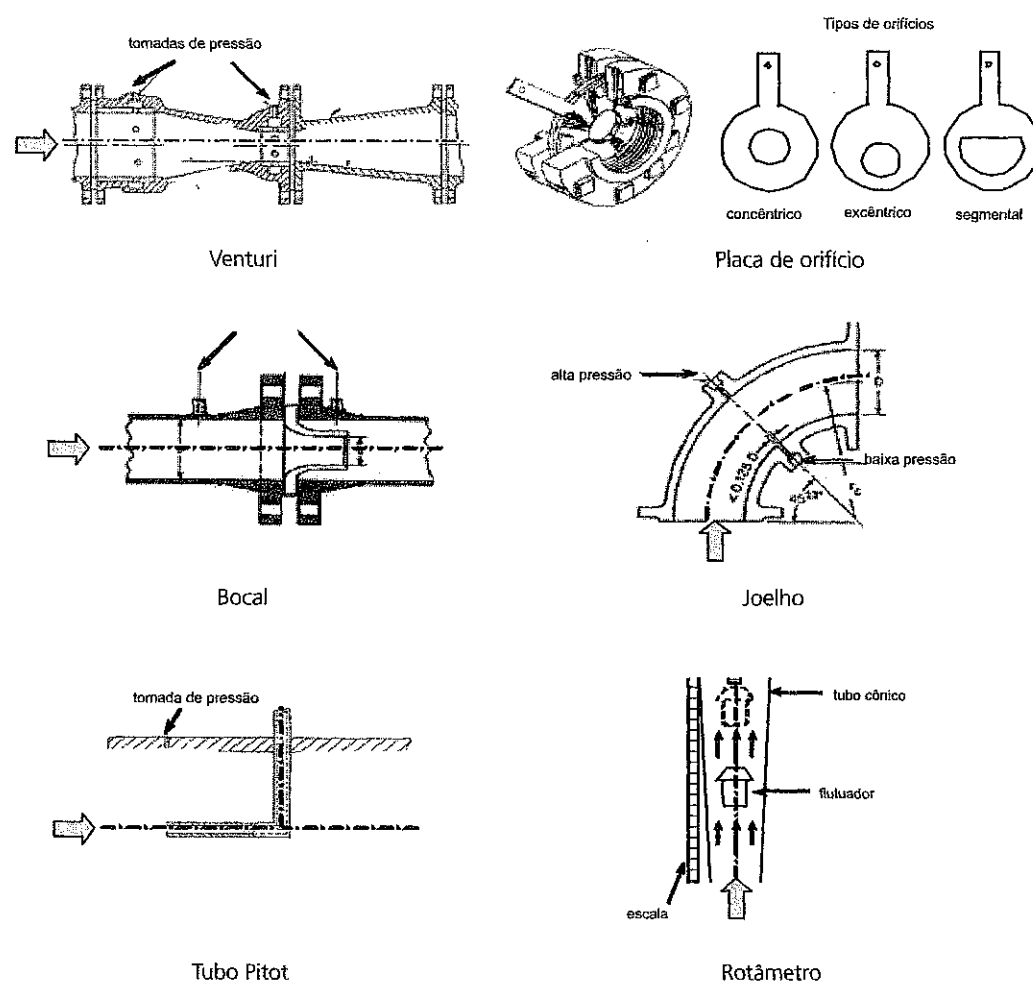



Figura 15.29 - Ilustrações de alguns tipos de medidores de pressão diferencial
Fonte: Catálogo de fabricante

Medidores de deslocamento positivo: o princípio de funcionamento dos medidores de deslocamento positivo é baseado na medição do movimento de um elemento primário provocado pelo escoamento do fluido no interior de uma câmara. O movimento rotativo ou oscilante do elemento pode acionar um mecanismo de engrenagens e ponteiros ou ainda dispositivos eletrônicos dos mais variados tipos. Em geral, esses medidores não se destinam a medir a vazão instantânea, mas o volume acumulado durante determinado período. Existem vários tipos de elementos utilizados nos medidores de deslocamento positivo, alguns dos quais são mostrados na Figura 15.30.

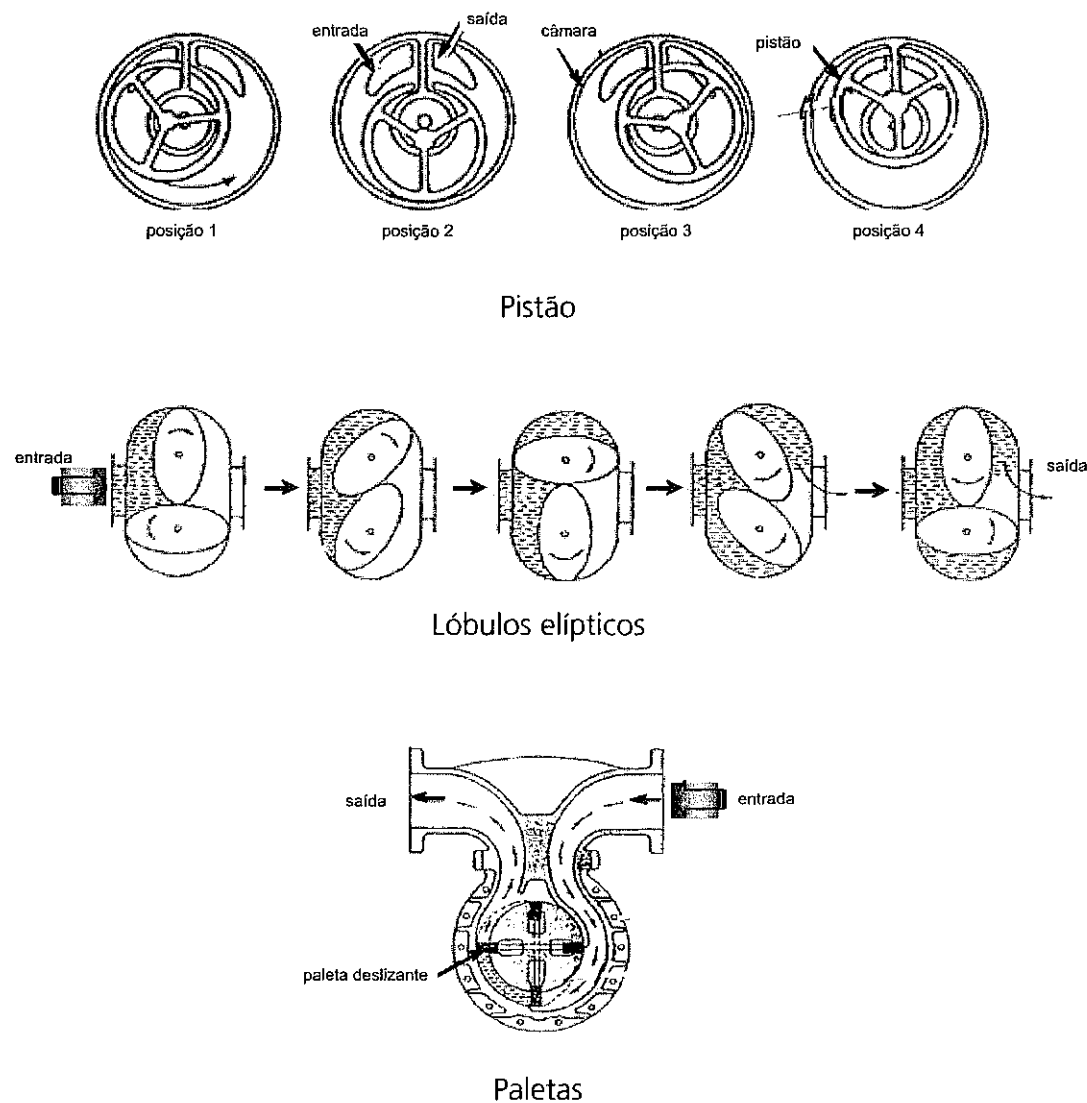



Figura 15.30 - Ilustrações de alguns tipos de medidores de deslocamento positivo
Fonte: Adaptado de GUTIÉRREZ (2005)

Medidores tipo turbina: o princípio de funcionamento do medidor tipo turbina é muito similar ao dos medidores de deslocamento positivo. O medidor tipo turbina é constituído basicamente por um rotor, provido de aletas, que durante o escoamento gira com velocidade predeterminada em função da velocidade do fluido e do ângulo

das lâminas do rotor, e por um sensor que capta a frequência dos pulsos gerados, possibilitando a conversão destes e a quantificação da vazão.

Como a equação de conversão não é quadrática, como nos medidores de pressão diferencial, a faixa de operação é mais ampla e a precisão é maior. Em geral, é mais apropriado para líquidos com baixa viscosidade. Existem outras construções como, por exemplo, os hidrômetros que as companhias de água instalam nos pontos de consumo. Neste caso, a turbina aciona um mecanismo tipo relógio, e ponteiros ou dígitos indicam o valor acumulado. Na Figura 15.31 é mostrado um medidor tipo turbina.

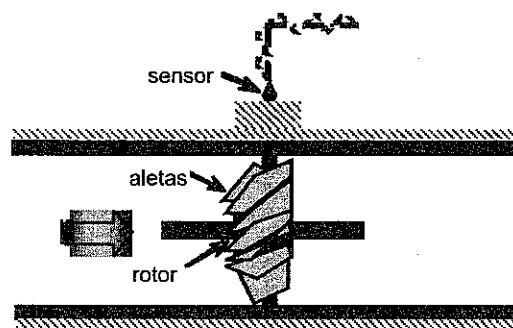



Figura 15.31 - Representação esquemática de um medidor tipo turbina

Medidores eletromagnéticos: o princípio de funcionamento desses medidores (Figura 15.32) baseia-se na Lei de Faraday. O medidor eletromagnético é composto por dois eletrodos dispostos em lados opostos do tubo e em direção perpendicular ao campo magnético gerado. Desta forma, o fluido faz o papel do condutor, e a tensão gerada está relacionada com a velocidade de escoamento do fluido e, portanto, com a vazão. Esse tipo de medidor não apresenta obstrução ao escoamento e, portanto, não introduz perda de carga localizada como os medidores apresentados anteriormente. Pode-se utilizar em fluidos que apresentam produtos químicos altamente corrosivos, sólidos em suspensão, lama, polpa de papel, desde que sejam condutores de eletricidade, devendo-se evitar fluidos que contenham óleos e gorduras ou propriedades magnéticas.

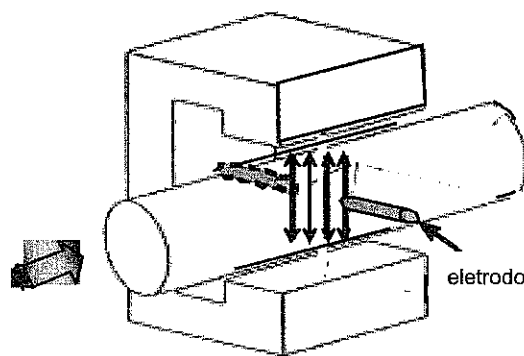



Figura 15.32 - Ilustração do medidor eletromagnético

Medidores ultrassônicos: os medidores de vazão que usam a velocidade do som como meio auxiliar de medição podem ser divididos em dois tipos principais: medidores de tempo de trânsito e de efeito Doppler. O primeiro tipo utiliza a transmissão por impulsos e o segundo, a transmissão contínua de ondas. Como os medidores eletromagnéticos, os medidores ultrassônicos não acarretam perda de carga localizada e podem dispensar o contato com o fluido, possibilitando seu emprego na medição da vazão de fluidos que apresentem produtos químicos agressivos ao sistema de controle eletrônico.

Os medidores ultrassônicos de tempo de trânsito possuem dois emissores-receptores de ultrassom fixados à parede externa do tubo, ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas, de forma que o eixo que reúne os emissores-receptores forma, com o eixo da tubulação, um ângulo θ (Figura 15.33). Durante o fluxo, o tempo de transmissão t_1 (orientado para jusante) é levemente inferior a t_2 (orientado para montante). Sabendo-se a distância L entre os sensores e os tempos de transmissão t_1 e t_2, obtém-se a velocidade média de escoamento e, consequentemente, a vazão. Os medidores de tempo de trânsito devem medir vazão de fluidos relativamente limpos.

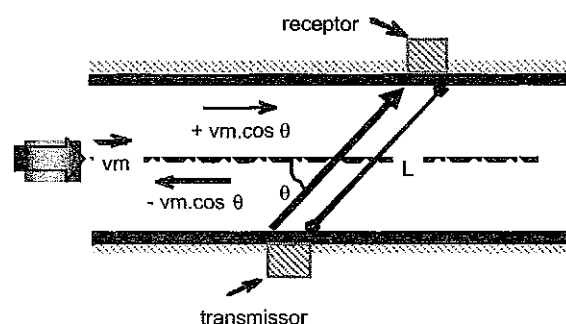
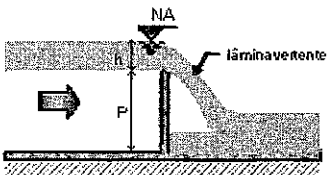
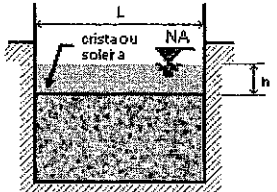
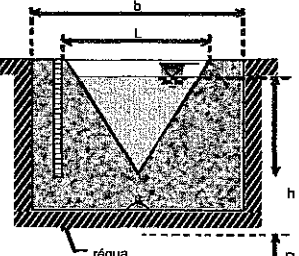
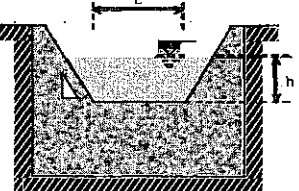
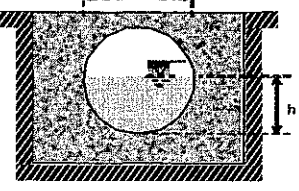



Figura 15.33 - Ilustração do medidor ultrassônico de tempo de trânsito

Os medidores ultrassônicos de efeito Doppler têm o princípio de funcionamento no chamado "efeito Doppler". Os emissores projetam um feixe contínuo de ultrassom que é refletido por partículas veiculadas pelo fluido, alterando sua frequência proporcionalmente ao componente da velocidade das partículas na direção do feixe. Como a variação de frequência ocorre quando as ondas são refletidas pelas partículas móveis do fluido, esses tipos de medidores são adequados para medir vazão de fluidos que contêm partículas capazes de refletir ondas acústicas.

Vertedores: além dos medidores eletromagnéticos e ultrassônicos, os quais apresentam custo relativamente elevado, pode-se empregar vertedores e medidores de regime crítico das mais variadas concepções na medição de vazão em condutos livres (canais).

Os vertedores podem ser classificados em função da forma geométrica da abertura (retangular, triangular, trapezoidal, circular e parabólico), da altura da soleira, espessura da parede, largura da soleira, natureza da lâmina, entre outros. Na Tabela 15.16 tem-se a representação esquemática de alguns vertedores e as equações correspondentes para

determinação da vazão em função da altura da lâmina de água sobre o vertedor. Maiores detalhes relativos ao tema podem ser encontrados em livros de Hidráulica.

Tabela 15.16 - Vertedores utilizados na medição de vazão

Representação esquemática	Equações e comentários
Vista longitudinal: vertedor retangular de parede fina sem contrações Vista frontal: vertedor retangular de parede fina sem contrações	$Q = \frac{2}{3}.Cd.\sqrt{2.g}.L.h^{\frac{3}{2}}$ O coeficiente de descarga (Cd) considera os efeitos secundários de viscosidade, tensão superficial, rugosidade da placa, tipo de escoamento, a montante, e os valores de h e P, conforme formulações apresentadas abaixo: ▪ Para 0,08 < h < 0,50 m e 0,2 < P < 2,0 m (Bazin) $Cd = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{h}\right)\left[1 + 0,55\left(\frac{h}{h+P}\right)^2\right]$ ▪ Para 0,03< h < 0,75 m; L; P > 0,30 m e h < P (Rehbock) $Cd = \left[0,6035 + 0,0813.\left(\frac{h+0,0011}{P}\right)\right]\left[1 + \frac{0,0011}{h}\right]^{\frac{3}{2}}$ ▪ Para 0,25 < h < 0,80 m; P > 0,30 m e h < P (Francis) $Cd = 0,615\left[1 + 0,26\left(\frac{h}{h+P}\right)^2\right]$ ▪ Para P/h > 3,5 $Cd \cong 0,623 \Rightarrow Q = 1,838L.h^{\frac{3}{2}}$
Vista frontal de um vertedor triangular de parede fina	$Q = \frac{8}{15}.Cd.\sqrt{2.g}.tg\left(\frac{\alpha}{2}\right).h^{\frac{5}{2}}$ Os vertedores triangulares são especialmente recomendados para medição de vazões reduzidas (inferiores a 30L/s e cargas entre 0,06 e 0,50 m) com boa precisão.
Vista frontal de um vertedor trapezoidal	$Q = 1,861.L.h^{\frac{3}{2}}$ sujeito a: 0,08 < h < 0,60 m; a > 2h; L e P > 3h e 30h < b < 60h
Vista frontal de um vertedor circular com parede vertical	$Q = 1,518.D^{0,693}.h^{1,807}$ O vertedor circular apresenta a vantagem de facilidade de execução e de não requerer o nivelamento da soleira

Q: vazão (m^3/s); α: ângulo de abertura do triângulo (°); h: carga sobre a soleira (m);
Cd: coeficiente de descarga; L ou D: largura da soleira (m).
Nota: Para vertedor retangular com duas contrações laterais, $Q = 1,838.(L - 0,20.h)h^{3/2}$.

Medidores de regime crítico: os medidores de regime crítico são aqueles em que a redução da largura ou o rebaixo ou o alteamento do fundo do canal, ou ainda a combinação conveniente dessas singularidades, produzem uma seção na qual o escoamento é crítico, isto é, passa do regime fluvial para o torrencial. Assim como os vertedores, os medidores de regime crítico são de fácil execução e possibilitam a medição de vazão apenas com a determinação da altura da lâmina de água no ponto apropriado. Porém, apresentam, em geral, menor perda de carga que o vertedor, e, devido às características hidráulicas, podem ser empregados para fluidos contendo sólidos em suspensão ou materiais flutuantes que possam dificultar a medição correta de vazão. Entre esses medidores, destacam-se o Parshall e o Venturi. As equações para determinação da vazão por meio destes medidores podem ser encontrada facilmente em livros de Hidráulica.

15.5 Instalação e assentamento de tubos

A instalação e o assentamento de tubos devem ser feitos seguindo-se rigorosamente as técnicas recomendadas pelos fabricantes, as quais variam em função do tipo de tubo utilizado e das condições de trabalho específicas a que a tubulação estará sujeita em cada obra em particular. O detalhamento das etapas relativas à instalação e ao assentamento de tubos foge ao escopo deste capítulo, de modo que são apresentados apenas comentários gerais. Os autores recomendam que sempre se faça uma consulta aos fabricantes para obter a orientação técnica adequada para a instalação e o assentamento.

Os cuidados com o transporte e manuseio dos tubos não podem ser ignorados. Como orientação geral, recomenda-se:

- transportar os tubos convenientemente apoiados e empilhados, cuidando-se especialmente das extremidades, no caso de ponta e bolsa, para que não sejam danificadas;
- durante o transporte e armazenamento, proteger as tubulações do contato com outros produtos, evitando atritos;
- apoiar os materiais sobre estruturas de madeira durante a estocagem e armazená-los em áreas cobertas, protegendo-os de intempéries;
- armazenar os materiais com as alturas e espaçamentos de suporte menores que os limites permitidos, em função da espessura de parede, para evitar deformação dos tubos inferiores;
- armazenar os tubos em área plana, evitando-se terrenos pantanosos, solos corrosivos e solos instáveis.

O comportamento mecânico de um tubo enterrado depende da sua rigidez ou da sua flexibilidade, o que determina o tipo de assentamento. Neste sentido, os tubos podem ser classificados em três categorias, segundo sua resistência às cargas externas: a) tubos rígidos; b) tubos semirrígidos; c) tubos flexíveis.

Os tubos rígidos só admitem uma pequena ovalização antes da ruptura, de modo que a deformação ocorrida no tubo é insuficiente para a ação das reações de apoio laterais do reaterro. Toda a carga vertical do reaterro é suportada pelo tubo, o que provoca grandes tensões de flexão em suas paredes, favorecendo as concentrações de carga nas geratrizes inferior e superior. A eficiência do conjunto solo-tubo rígido é muito dependente do ângulo de apoio, portanto, da boa preparação do leito de assentamento, em particular se existem cargas rodantes. O critério de dimensionamento é geralmente definido pela carga máxima de compressão. O concreto protendido e o fibrocimento são exemplos de tubos rígidos.

Os tubos semirrígidos suportam uma ovalização suficiente para que uma parte da carga vertical do reaterro mobilize o apoio do recobrimento. Assim, os esforços atuantes são as reações passivas de apoio do solo de envolvimento lateral e as tensões internas de flexão na parede do tubo. A resistência à carga vertical é então repartida entre a resistênca própria do tubo e seu reaterro adjacente. A contribuição de cada um é função da relação entre a rigidez do tubo e do solo. Assim, a estabilidade do sistema solo-tubo semirrígido depende da capacidade do reaterro gerar uma reação passiva de apoio e, consequentemente, da qualidade do reaterro e sua compactação. O critério de dimensionamento dos tubos semirrígidos é geralmente definido pela tensão de flexão máxima admissível (para pequenos diâmetros) ou da ovalização máxima admissível (para grandes diâmetros). Em comparação aos tubos rígidos, os semirrígidos oferecem maior segurança no caso de aumento, ao longo do tempo, das solicitações mecânicas ou de alterações das condições de apoio. Os tubos de ferro fundido dúctil classificam-se entre os semirrígidos.

Os tubos flexíveis suportam, sem romper, uma grande deformação. Assim, a carga vertical do reaterro sobre os tubos é equilibrada pelas reações de apoio lateral do tubo sobre o reaterro adjacente. Assim como no caso dos tubos semirrígidos, a estabilidade do sistema solo-tubo flexível depende da capacidade do reaterro gerar uma reação passiva de apoio e, consequentemente, da qualidade do reaterro e sua compactação. O critério de dimensionamento dos tubos flexíveis geralmente é definido pela ovalização máxima admissível ou tensão de flexão máxima admissível. Os tubos plásticos (PVC, PE, PP) e o aço não revestido com cimento classificam-se entre os tubos flexíveis.

A título de ilustração, são listadas a seguir as etapas de instalação de tubulações enterrada de PVC, conforme recomendado por um fabricante:

- a largura mínima recomendada para a vala é de DE (diâmetro externo do tubo) + 30 cm. Em valas com profundidade maior do que 2 m, deverá ser considerada largura mínima igual a 80 cm;

- para determinar a profundidade da vala, deverá ser considerado um recobrimento mínimo dos tubos, em função do tráfego sobre a tubulação, conforme a Tabela 15.17.

Tabela 15.17 - Valores de recobrimento mínimo para tubos de PVC, em função do tipo de carga

Assentamento	Recobrimento mínimo em relação à geratriz superior dos tubos (m)
Passeio	0,6
Terço da via com tráfego leve	0,8
Terço da via com tráfego intenso e pesado	1,2
Ferrovias	1,5

- quando a profundidade da vala for inferior a 80 cm ou a tubulação for sujeita a carga de tráfego muito pesada, recomenda-se a execução de laje de concreto ou canaleta, para abrigo e proteção da tubulação de PVC, conforme ilustrado na Figura 15.34;
- após a abertura da vala e assentamento da tubulação, e antes da execução do recobrimento, deve-se verificar a estanqueidade das juntas, através da introdução de água pressurizada na tubulação em 1,5 vezes a pressão de serviço desta no ponto mais baixo da linha, sendo que em nenhum ponto a pressão interna de ensaio pode ser inferior a 20 mca. A rede deverá permanecer pressurizada no mínimo durante 30 minutos;
- o recobrimento deverá ser realizado da base de assentamento até 30 cm acima da geratriz superior da tubulação, em camadas de 15 cm, com solo isento de pedras ou de outros detritos, sendo que a região imediatamente acima do tubo não deverá ser compactada (Figura 15.35);

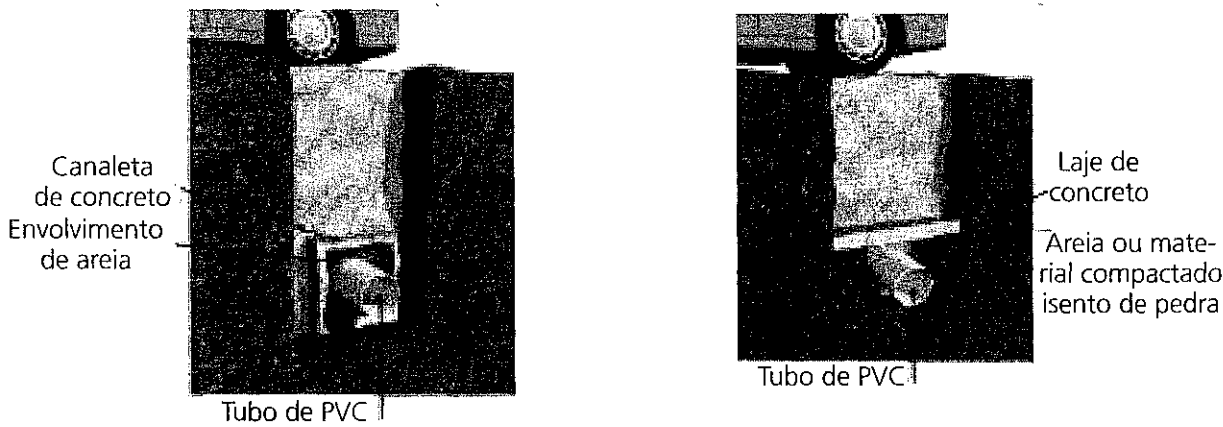



Figura 15.34 - Exemplos de valas com profundidade inferior a 80 cm, ou sujeitas a carga de tráfego muito pesada

Fonte: Catálogo de fabricante

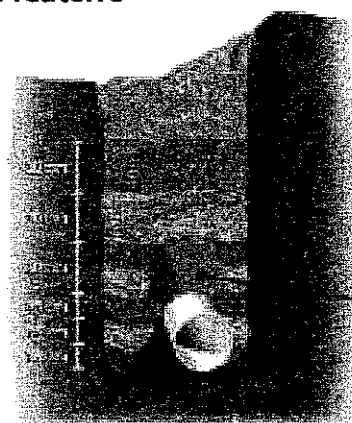
Serviço de reaterro

A região acima do tubo não deve ser compactada

Figura 15.35 - Esquema do reaterro/recobrimento
Fonte: Catálogo de fabricante

- na instalação de tubulação aérea, deve ser verificado o correto espaçamento entre os suportes, bem como o tipo de suporte a ser utilizado, sendo previamente calculados e especificados;
- pelo fato de as tubulações de PVC serem muito leves, deve-se prever a execução de ancoragens em todos os pontos em que houver conexões e registros e nas regiões próximas às bolsas dos tubos, principalmente em trechos inclinados, para evitar deslocamento de linha.

15.6 Obras complementares

As principais obras que complementam a instalação das tubulações, especialmente nas linhas adutoras, são: a) ancoragens; b) caixas intermediárias; c) chaminés de equilíbrio (ou *stand-pipes*); d) pontes, pontilhões ou estruturas semelhantes para travessia de rios, fundos de vales ou terrenos alagadiços; e) túneis. O projeto executivo de algumas destas obras poderá exigir a consultoria de um especialista, principalmente para obras com tubulações de grande diâmetro. A descrição apresentada a seguir é baseada na publicação da CETESB (1987).

Ancoragens: são dispositivos constituídos por blocos de concreto e tirantes colocados juntos a curvas, tês, extremidades ou outras peças, para suportar a componente de esforços não equilibrados oriundos da pressão interna. No dimensionamento dos blocos de ancoragem, deve-se considerar os esforços resultantes para as condições críticas de funcionamento (incluindo a ocorrência de golpes de aríete) de forma a garantir a estabilidade da peça e, consequentemente, da adutora, em relação à força de tombamento do bloco, à tensão máxima admissível do solo, ao deslizamento da peça etc.

Caixas intermediárias: são estruturas semelhantes a pequenos reservatórios, intercaladas em linhas de gravidade, para permitir que a água entre em contato com a atmosfera. Utilizam-se, geralmente, para quebrar a pressão em adutoras de grande desnível ou para evitar que a linha piezométrica intercepte o perfil da tubulação. As caixas intermediárias são geralmente dotadas de válvula de boia na entrada, para regular a vazão afluente, em conformidade com a vazão do trecho de jusante. Caso contrário, ocorrerá transbordamento quando o trecho de jusante, por qualquer razão, não proporcionar o escoamento da vazão prevista. Um projeto cuidadoso da caixa intermediária deve prever dispositivos antigolpe de aríete, *by-pass*, descarga para limpeza, ladrão para saída de eventual excesso de vazão de entrada e proteção sanitária, particularmente se a água já tiver passado por um processo de tratamento.

Chaminés de equilíbrio (ou *stand-pipes*): são estruturas intercaladas geralmente no trecho de transição, entre uma adutora de recalque e uma adutora de gravidade. Tanto a entrada como a saída ficam na parte inferior, podendo o nível de água oscilar no interior da estrutura, com as flutuações nas vazões de bombeamento ou de escoamento no trecho de gravidade. Possuem, devido à sua função, alturas maiores que as caixas intermediárias ou de quebra de pressão.

Pontes, pontilhões, pilares e berços: são estruturas destinadas a suportar trechos de tubulações que, por razões de segurança, ou outros motivos, não devem ser apoiados diretamente sobre o terreno. As pontes e os pontilhões são empregados quando se pretende deixar vãos livres relativamente amplos; os tubos são apoiados ou suspensos numa estrutura longitudinal. Os pilares e berços destinam-se a receber diretamente a carga da tubulação, tendo cada tubo uma ou mais peças de suporte. O dimensionamento destes dispositivos obedece aos princípios da estabilidade das construções e aos métodos de cálculo de concreto armado ou de estruturas metálicas. Alguns tipos de estrutura suportante desempenham ao mesmo tempo a função de conduto.

Túneis: certas dificuldades de ordem hidráulica que surgem na transposição de elevações têm sido resolvidas com a abertura de túneis. Além de encurtar o percurso, sua construção apresenta-se, dependendo das condições do subsolo, mais econômica que o assentamento de tubulações junto à superfície. A abertura de túneis justifica-se com vantagem no caso de grandes adutoras, quando a seção de escavação ultrapassar a seção econômica mínima de escavação. Exemplos brasileiros de extensos túneis para condução de água são a adutora do Guandu-RJ, com 43 km de túneis, e o sistema Cantareira-SP, com vários túneis com mais de 19 km executados. Na maioria dos casos, os próprios túneis funcionam como condutos de água. Por esse motivo, as paredes podem ser revestidas com camada de concreto suficientemente lisa para melhorar as condições de escoamento. Por razões econômicas, pode-se, no caso de parede de rocha compacta, dispensar este revestimento, cuja aplicação pode ser onerosa. Compensa-se, então, a maior rugosidade das paredes aumentando a seção de escavação. O projeto e a construção de túneis devem ser confiados a especialistas no assunto.

15.7 Limpeza e reabilitação de tubulações

15.7.1 Considerações iniciais

Com o passar do tempo de uso da tubulação ela perde suas propriedades originais, principalmente devido ao depósito de material/incrustação na superfície interna do tubo e à corrosão. Estas ocorrências podem ter origem no meio externo onde a tubulação foi instalada ou nas características do próprio líquido transportado. Assim, para aumentar a durabilidade da tubulação e garantir seu bom desempenho hidráulico, são necessárias medidas preventivas, tais como a estabilização química da água (mencionada no capítulo 12) e o emprego de técnicas de proteção de tubulações metálicas contra a corrosão (item 15.3.2.4 do presente capítulo).

O material depositado e incrustado na superfície interna das tubulações, responsáveis pelo aumento da rugosidade e pela redução da seção de escoamento, em geral é composto por areia, silte, materiais orgânicos, alumínio, cal, carbonato de cálcio, ferro, manganês, sendo que o depósito dos três primeiros compostos é facilitado quando a velocidade de escoamento da água é baixa. No caso das incrustações e corrosões internas devido à passagem da água, estas são determinadas por diversos fatores como alcalinidade, dureza, sólidos em suspensão, temperatura, pH, condutividade elétrica, velocidade da água, estado da superfície interna dos tubos e a presença de certos compostos como CO_2, sulfato, cloreto, sílica, manganês e ferro. Nas Figuras 15.36 e 15.37 são mostrados tubos com incrustação e corrosão.

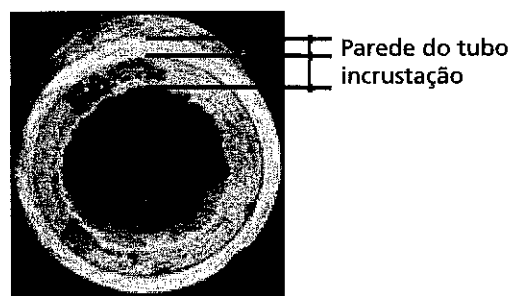



Figura 15.36 - Tubo de PVC com incrustação interna

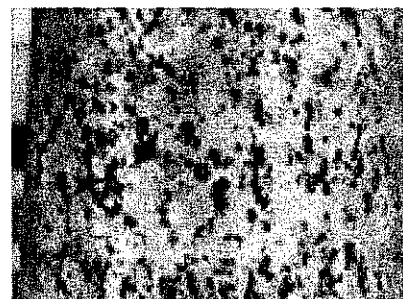



Figura 15.37 - Tubo metálico com corrosão alveolar

Além dos problemas hidráulicos causados pela corrosão e pela incrustação, tais como aumento da perda de carga e diminuição da vazão aduzida, deve-se considerar ainda os possíveis problemas sanitários decorrentes, por exemplo, da liberação para a água de metais constituintes da tubulação, os problemas organolépticos, originados da alteração da cor e do sabor da água, e problemas econômicos, advindos, dentre outros, da necessidade de troca das tubulações, aumento do número de intervenções para manutenção

e acréscimo do consumo de energia elétrica, para superar a perda de carga adicional causada pelas incrustações e pelo aumento da rugosidade das tubulações.

Em relação à recuperação da capacidade de adução das tubulações, as alternativas técnicas que se colocam são: limpeza periódica das tubulações existentes; reabilitação das tubulações; aumento da capacidade de recalque pela substituição dos conjuntos elevatórios ou troca de rotores das bombas; instalação de *boosters*; construção de nova adutora em paralelo à que apresenta problemas; substituição integral da tubulação existente. Contudo, cabe ressaltar novamente que a estabilização química da água é uma ação preventiva que pode reduzir significativamente os custos do combate às consequências dos problemas causados pela corrosão e incrustação interna nas tubulações.

A diminuição da pressão dinâmica, a redução da vazão, as reclamações dos consumidores quanto ao aspecto estético da água e o aumento das perdas de água no sistema são sinais que podem indicar a ocorrência de incrustação e corrosão nas tubulações. Atualmente, tem sido comum o emprego de equipamentos providos de câmeras de filmagem para inspecionar o estado físico das tubulações e, dependendo da situação, pode-se adotar medidas destinadas à limpeza e à recuperação das mesmas.

15.7.2 Limpeza das tubulações

Em geral a limpeza das tubulações é feita pela passagem de equipamentos que removem as incrustações por raspagem. A escolha do tipo da peça para efetuar a limpeza depende do material que caracteriza a tubulação e a incrustação existente. Segundo Tsutiya (2004), nos tubos metálicos com revestimento interno, tubos de PVC, concreto e fibrocimento, é usual utilizar o *polly-pig*, equipamento dotado com fita de material abrasivo, para não danificar a parte interna da tubulação. No caso de tubos metálicos não revestidos, emprega-se o *polly-pig* com escovas de aço ou, ainda, o raspador de arraste hidráulico.

A utilização do *polly-pig* ou do raspador de arraste hidráulico tem a vantagem de praticamente não interromper a operação normal da adutora, devido à rapidez de realização do serviço de limpeza. Além disso, seu custo é relativamente reduzido, podendo ser realizado pelo pessoal da própria concessionária do serviço. A limpeza pode possibilitar redução significativa da rugosidade da tubulação, conforme exemplificado nos resultados que constam na Tabela 15.18, em que a diminuição da rugosidade pode ser acompanhada pelo aumento do coeficiente "C" da Equação de Hazen-Williams.

Tabela 15.18 - Variação da rugosidade dos tubos antes e após a limpeza

Data	Evento	Coeficiente "C"	Variação (%)
Set/1984	Antes da 1ª limpeza	59	-
Set/1984	1ª limpeza	119	+101,7
Mar/1985	Antes da 2ª limpeza	82	-31,1
Mar/1985	2ª limpeza	95	+15,9
Abr/1987	Antes da 3ª limpeza	78	-21,1
Abr/1987	3ª limpeza	98	+30,7

Dados relativos a uma adutora de ferro fundido dúctil sem revestimento interno; 600 mm de diâmetro e 3,1 km de extensão, implantada no ano de 1973.
Fonte: Adaptado de TSUTIYA (2004)

Observa-se na Tabela 15.18 que, após os processos de raspagens, as incrustações podem voltar, especialmente se a água não estiver estabilizada quimicamente. Isto se repetirá a cada limpeza, que necessitará ser feita a intervalos cada vez menores. Há referência na literatura de que nos três primeiros meses subsequentes à realização da limpeza observa-se uma redução parcial do coeficiente "C" em torno de 10%.

15.7.3 Reabilitação de tubulações

A reabilitação é efetuada principalmente em tubulações metálicas (ferro fundido ou aço) com ou sem revestimento que apresentam problemas sérios de corrosão ou de incrustação. A técnica se resume na limpeza da tubulação seguida do revestimento da superfície interior do tubo. O revestimento tem dupla finalidade: diminuir a rugosidade da tubulação e, assim, reduzir a perda de carga decorrente da passagem da água, e criar uma superfície interna menos sujeita à corrosão. O uso de revestimento com argamassa de cimento é considerado a técnica mais usada para reabilitar tubulações. Durante o processo de reabilitação, a argamassa é bombeada diretamente para uma máquina com uma cabeça rotatória da qual é lançada, através da força centrífuga, na parede da tubulação. Uma pá de arrasto, acoplada à máquina de revestimento, proporciona um acabamento liso, com rugosidade suficientemente baixa para possibilitar a eficiência hidráulica desejada.

A reabilitação, com aplicação de argamassa de cimento, pode ser aplicada em tubulações com diâmetros de 100 a 2.000 mm sem a necessidade de abertura de valas. Para diâmetros superiores a 150 mm, pode ser um processo econômico, se comparado com a troca por uma tubulação nova. Entretanto, deve-se considerar que a aplicação da camada de argamassa reduz o diâmetro interno da tubulação. No caso de diâmetros menores, a substituição da tubulação por uma nova, ou a limpeza por raspagem, pode ser mais vantajosa. Na Tabela 15.19 são mostrados resultados do efeito da reabilitação de tubos utilizando-se argamassa de cimento.

Tabela 15.19 - Variação da rugosidade em tubulações reabilitadas e revestidas internamente com argamassa de cimento

Diâmetro (mm)	Coeficiente "C" da Equação de Hazen-Williams	
	Antes do revestimento	Depois do revestimento
250	57	125
300	57	127
375	58	129
500	62	130

Fonte: Adaptado de TSUTIYA (2004)

Referências e bibliografia consultada

ALAMBERT Jr., J. N. *Manual prático de tubulações para abastecimento de água*. Rio de Janeiro: ABES, 1997. 176 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 591* – Projeto de adutora de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.211* – Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.213* – Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.214* – Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.217* – Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. *NBR 12.218* – Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994.

AZEVEDO NETTO, J. M.; ALVAREZ, G. A. *Manual de hidráulica*. 7. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1982. v. 1 e 2.

BRINGER. *Elementos primários de vazão*. Disponível em: <www.bringer.com.br/dowload>. Acesso em: 10 fev. 2005.

CATÁLOGO DE FABRICANTE. Dutoflex, Fortilit, G-TEC, CONFAB, Cardinali, Tigre, Tupy, Vetro, Edra, Saint-Gobain, G-TEC, AFLON.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. *Técnicas de abastecimento e tratamento de água*. São Paulo, 1987. v. 1.

COMPORTAS e adufas. Disponível em: <http://www.saneamento10.hpg.ig.com.br/CompAduf.htm>. Acesso em: 21 fev. 2005.

GILES, R. Fluidos III: medidores comuns de vazão. In: _____. *Mecânica dos fluidos e hidráulica*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978. Disponível em: <http://myspace.eng.br/eng/fluidos/fluido3.asp>. Acesso em: 10 fev. 2005.

GUTIÉRREZ, L. G. Teoría de la medición de caudales y volúmenes de agua e instrumental necesario disponible en el mercado. Disponível em: <http://www.igme.es/internet/web_aguas/igme/publica/pdfart2/teoria.pdf>. Acesso em: 10 fev. 2005.

PRINCE, A. A. *Textos para o curso sobre sistema de abastecimento de água*. Belo Horizonte: UFMG, 2002. Mimeografado.

RODOLFO Jr., A.; NUNES, L. R.; ORMANJI, W. *Tecnologia do PVC*. São Paulo: ProEditores/Braskem, 2002. 400 p.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. 1. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da EPUSP. 643 p.

Páginas da internet de fornecedores e fabricantes:

<www.confab.com.br>; <www.cardinali.com.br>;
<www.tigre.com.br>; <www.tupy.com.br>; <www.braskem.com.br>; <www.vetro.com.br>;
<www.edra.com.br>; <www.saint-gobain-canalizacao.com.br>; <www.gtectubos.com.br>.

Capítulo 16

Mecânica computacional aplicada ao abastecimento de água

Marcelo Monachesi Gaio

16.1 Introdução

Por mecânica computacional entende-se, genericamente, os processos numéricos, auxiliados por computadores, para o cálculo das variáveis ligadas a um determinado processo.

Comparando com os modelos reduzidos, que foram muito utilizados nas décadas de 1960 e 1970 no estudo e projeto de grandes obras de engenharia, os modelos computacionais podem ser considerados seus "descendentes" da era da informática e são utilizados para representar um determinado sistema em escala real.

São largamente utilizados no mundo inteiro para simular, no computador, o funcionamento de um determinado sistema físico, sendo constituídos sempre de um algoritmo de cálculo bastante poderoso, que resolve o sistema de equações que explicam as variáveis envolvidas no assunto e de uma "interface" mais ou menos "amigável", dependendo do programa utilizado.

Assim, esses programas de computador podem representar os esforços numa estrutura, as variáveis envolvidas na percolação da água no solo, ou o movimento dos líquidos num escoamento superficial e em outros campos da engenharia. Particularmente, neste capítulo, interessa abordar a utilização dos modelos computacionais aplicados à solução dos problemas dos condutos forçados, os mais recorrentes no campo do abastecimento de água para consumo humano.

16.2 Os modelos computacionais

Em função das suas características, são encontrados diversos termos na bibliografia sobre o assunto, sendo esses programas de computador chamados às vezes de modelos matemáticos (por causa do seu algoritmo de cálculo interno), modelos simuladores (pela sua capacidade de simular situações diferentes das inicialmente existentes), modelos hidráulicos (quando trata do campo da hidráulica) etc.

É importante, todavia, e isso ficará patente ao longo deste capítulo e dos exemplos mostrados, que um modelo hidráulico é muito mais do que uma simples planilha de cálculo automatizada, o que pode ser evidenciado por algumas características que os diversos modelos hidráulicos disponíveis no mercado têm em comum:

- normalmente possuem uma interface gráfica;
- admitem a possibilidade de trabalhar com mais de um sistema de unidades;
- possibilitam a geração de relatórios tabulares e gráficos das variáveis selecionadas, dentre as envolvidas nos cálculos;
- possuem a capacidade de simular diversos cenários, sejam eles físicos (configurações do sistema distribuidor, por exemplo), temporais (diversos tipos de projeções populacionais ou etapas de uma determinada projeção) ou até mesmo operacionais (determinada válvula fechada ou aberta, uma regra de automação para um determinado conjunto "elevatória-reservatório" ou outro tipo de arranjo operacional).

Além disso, são uma excelente ferramenta de apoio para responder às perguntas do tipo "e se...", que normalmente são feitas pelos administradores da alta direção em qualquer serviço, seja ele gerido pela iniciativa privada ou por um ente público, de forma clara e rápida, facilitando ao órgão técnico a interação com o órgão gestor, normalmente o responsável pela tomada das decisões de implementar ou não um determinado projeto. E essas perguntas precisam ser rapidamente respondidas pelos técnicos, de forma clara, não sendo mais aceitável a resposta do tipo "isso é um assunto técnico". Com essa postura conservadora, há sempre o risco de a tomada de decisão ser feita sem a fundamentação técnica adequada, levando o serviço a resultados diferentes dos esperados.

Alguns modelos existentes no mercado permitem inclusive a simulação do custo preliminar do projeto, de modo a possibilitar uma comparação, do ponto de vista econômico, das diversas alternativas de soluções possíveis para um determinado problema.

16.3 Histórico

São muitos os *softwares* existentes nessa área, sendo sua origem exata difícil de precisar, já que o desenvolvimento foi ocorrendo de forma paralela em todo o mundo, como é a característica do desenvolvimento tecnológico nos dias atuais. São mais conhecidos os trabalhos desenvolvidos nas universidades americanas, na década de 1970, quando eram utilizados ainda os computadores de grande porte.

No início da década de 1980, a introdução dos microcomputadores facilitou a utilização dos modelos, com a possibilidade de o estudo ser feito na própria mesa de trabalho do engenheiro. Embora a capacidade de processamento fosse ainda limitada no começo, a enorme velocidade com que essa tecnologia evoluiu fez dos microcomputadores ferramentas indispensáveis nas empresas em geral e, dos modelos simuladores, o método de análise hidráulica por excelência. Também nessa década foram introduzidos os módulos de análise de qualidade de água.

Diversos trabalhos sobre os algoritmos de cálculo contribuíram para o aumento da velocidade computacional dos modelos, tornando-os, definitivamente, a ferramenta de trabalho dos engenheiros responsáveis pelos sistemas de abastecimento de água das maiores e melhores empresas do mundo. O EPANET é um *software* desenvolvido e distribuído gratuitamente pela agência de proteção ambiental do governo norte-americano, a United States Environmental Protection Agency (USEPA), no qual grande parte dos *softwares* comerciais está baseada e "utiliza um método de cálculo conhecido como método do gradiente, assim denominado pelos Professores Todini e Pilati" (Rossman, 2000, p. 187).

No inicio da década de 1990, foram disponibilizados comercialmente os primeiros sistemas de posicionamento geográfico (GPS) e altímetros de maior precisão, tornando ainda mais fácil a utilização dos modelos, através da possibilidade e da fácil e barata determinação, em campo, das coordenadas dos pontos de interesse no sistema hidráulico.

No final do século XX e início do XXI, a tendência foi a integração cada vez maior dos modelos simuladores com os cadastros das redes existentes nos sistemas distribuidores, quer seja com os *softwares* tradicionais de desenho (*Computer Aided Design* – CAD), com os bancos de dados geo-referenciados GIS (*Geographical Information System*) ou SIG (no português, literalmente, Sistema de Informações Geográficas, também comumente traduzido como Sistema de Informações Geo-referenciadas), tornando cada vez mais intensa a sua utilização.

16.4 Os modelos disponíveis no mercado

Atualmente, o modelo hidráulico de maior facilidade de aquisição, nos meios acadêmicos e nas empresas, é o EPANET, que disponibiliza inclusive os códigos-fonte, para aqueles que pretendem personalizar o *software* ou introduzir melhorias na sua interface e/ou na sua funcionalidade, sendo admitida inclusive sua comercialização com outros nomes (marcas). Esses modelos (*softwares*) normalmente são identificados, pelo fabricante, como "EPANET Based", no próprio manual do usuário.

No *site* www.epa.gov pode ser encontrado não só o *software*, com o manual em inglês e o código-fonte, mas também outros programas de atualização.

Para quem está começando a utilizar os modelos, o EPANET é a melhor opção, não só por ser gratuito, como por forçar o entendimento melhor do funcionamento dos modelos, por ser mesmo um *software* "espartano", sem grandes facilidades de interface com o usuário.

Somente após uma experiência razoável com esse *software* básico é que se deve "migrar" para outros *softwares* comerciais, que possuem facilidades já incorporadas, não encontradas diretamente no EPANET, como algoritmo genético para calibração do modelo, interface com desenhos em CAD ou com banco de dados geo-referenciados, complementos para análise comparativa de custos e alternância automática entre diversos sistemas de unidades, dentre outras.

16.5 Tipos clássicos de aplicação dos modelos

Pela sua capacidade de responder rapidamente às simulações de diversos cenários, os modelos encontram larga utilização em várias aplicações.

Com a finalidade de melhor compreender as aplicações mais comuns, dentre toda uma gama de possibilidades, pode-se dividi-las basicamente nos dois principais grupos de atividades técnicas de engenharia nos serviços de abastecimento público de água:

- planejamento (incluindo as atividades de elaboração de planos diretores e projetos);
- operação propriamente dita dos sistemas.

Da ótica do planejamento e do projeto, incluem-se as seguintes aplicações:

- análises para prevenir o colapso dos sistemas (possibilitando a execução de obras de ampliação no momento oportuno);

- estudos das alterações necessárias no sistema, no caso da introdução de um consumo significativo (indústria, novo bairro etc.);
- avaliações do período de vida útil de unidades do sistema existente, em função dos cenários de crescimento demográfico projetados (ou do sistema como um todo);
- divisão do projeto em etapas de obras, otimizando a aplicação dos recursos financeiros para investimentos;
- estudo da circulação da água na rede, evitando problemas de qualidade devido a "pontos mortos" no sistema;
- elaboração dos planos diretores da "macrodistribuição" dos sistemas de abastecimento de água.

Com o foco do operador, outras aplicações são mais evidentes:

- análises hidráulicas, para a identificação de problemas de abastecimento (pressão insuficiente ou exagerada);
- análises hidráulicas, para a identificação de problemas de qualidade da água no sistema distribuidor;
- estudos dos sistemas de bombeamento, tanto na produção quanto na distribuição, com a finalidade de otimização energética;
- poderoso auxílio na difícil tarefa de identificação das perdas nos sistemas;
- treinamento de técnicos das unidades operacionais;
- análise hidráulica (redistribuição das pressões, regiões afetadas etc.) dos efeitos, no sistema distribuidor, da operação de válvulas para as intervenções de rotina (manutenções, interligações, reparos etc.).

Além disso, os modelos são extremamente úteis mesmo nas análises mais simples, como a verificação do ponto de funcionamento de bombas, quando se utiliza uma adutora comum ou tubulações associadas.

Um exemplo típico de aplicação é a verificação do funcionamento de um sistema após a "injeção" de uma outra linha adutora, a partir de um outro sistema produtor. Essa verificação pode ser feita de forma muito rápida e precisa, permitindo ainda a análise de alternativas de equipamentos ou a simulação para outros diâmetros da adutora que se necessita construir, quando a questão é, por exemplo, a "injeção" de um poço na rede, em caráter emergencial.

Embora aos engenheiros mais diretamente ligados às atividades de projeto isso possa parecer um pouco estranho, pois, em princípio, é sempre possível trabalhar da forma tradicional, os modelos, pela sua facilidade de uso, tornam-se um instrumento de trabalho extremamente útil na atividade operacional do dia a dia, pois, na prática, nem sempre se pode esperar pelo tempo necessário para projetar um sistema e para adquirir os equipamentos e tubulações conforme o ideal projetado.

Na grande maioria dos casos reais, as soluções para os problemas operacionais imediatos devem ser dadas com muita rapidez, pois os clientes não esperam o processo de licitação e demais atividades burocráticas dos serviços públicos em geral. Muitas vezes é preciso resolver os problemas com os equipamentos e tubulações existentes nos almoxarifados, ou disponíveis como sobra de uma outra obra. Assim, em lugar de elaborar projetos, a questão passa a ser muito mais de verificar como o sistema funcionará com a utilização do equipamento ou da tubulação que se tem, na tentativa de resolver um problema concreto, ainda que de forma paliativa, até que a melhor solução de engenharia possa ser implementada.

Até a existência dos modelos, esse tipo de situação costumava ser enfrentado nos sistemas com menor suporte técnico, pela experimentação direta. Executava-se a modificação no sistema com o que se tivesse disponível e verificava-se o resultado em escala real. Nem é preciso fazer comentários sobre o custo desse tipo de atitude. É claro que o procedimento aqui relatado não é usual nos grandes sistemas, onde normalmente não é possível resolver problemas com pequenas modificações. Nos menores, no entanto, dificilmente existe disponibilidade para a realização de estudos de engenharia para a solução de pequenos problemas. Os modelos contribuem, assim, para que a prática da engenharia seja muito mais efetiva, na medida em que tornam possível estudar as soluções de forma técnica, com rapidez e sem necessidade de recorrer à contratação de pessoal externo, o que resulta em custos menores e melhor aplicação de recursos públicos.

16.6 Como os modelos funcionam

O funcionamento dos modelos hidráulicos baseia-se nos conceitos de conservação de massa e de conservação de energia, como nos problemas clássicos de hidráulica em geral. Assim, para cada nó em um sistema hidráulico em conduto forçado, a soma das vazões afluentes deve ser igual à soma das vazões efluentes (normalmente demandas), e, para cada anel, deve ser verificada a equação de perdas de carga.

Na Figura 16.1, a soma algébrica das vazões afluentes e efluentes, no nó 4, por exemplo, deve ser igual a zero ($Q_{24} + Q_{34} + Q_{45} + Q_{46} = 0$); e a soma algébrica das perdas de carga no anel 3-4-5 deverá também anular-se ($hp_{34} + hp_{45} + hp_{53} = 0$), significando a notação Q_{ij}, a vazão que circula entre os nós "i" e "j" e hp_{kl}, a perda de carga no trecho entre os nós "k" e "l".

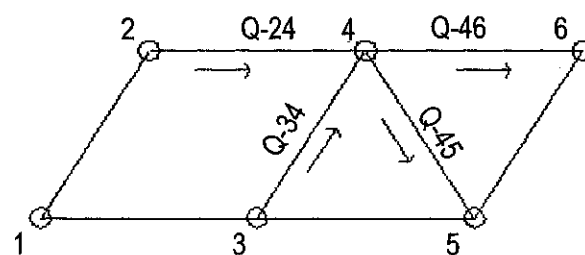



Figura 16.1 - Esquema de anéis de um sistema hidráulico em conduto forçado

O algoritmo de cálculo dos modelos independe da complexidade do sistema, sendo que a metodologia para a inserção dos dados no *software* assemelha-se àquela demonstrada no capítulo 14 com o nome de "método de dimensionamento por áreas de influência, com os consumos localizados em pontos nodais e em pontos singulares intermediários das tubulações tronco".

A solução desse sistema de "n" equações (chegando à casa dos milhares, para redes de distribuição reais) é feita utilizando métodos avançados de cálculo, com auxílio do computador, que não estão expostos aqui por fugir ao escopo deste livro.

No caso da qualidade da água, a modelagem é uma decorrência dos processos hidráulicos anteriores, uma vez que as concentrações da substância em estudo serão função do modo de transporte da água através do sistema, cujas velocidades são conhecidas após os cálculos hidráulicos, e dos coeficientes de "decaimento" dos produtos químicos utilizados, sendo, em geral, o de maior interesse o cloro residual. Também, neste caso, o equilíbrio de massas nos nós deve ser observado. Esses conceitos regulam todo o processo de cálculo das concentrações utilizadas na análise da qualidade da água, em função dos tempos de residência nas diversas partes do sistema. Também não faz parte do escopo deste livro o detalhamento desses processos, podendo ser buscadas maiores informações na bibliografia citada, principalmente em Rossman (2000, Appendix D - Analysis Algorithms, p. 196-199).

Ao final do capítulo estão apresentados alguns exemplos numéricos, dentre eles os mostrados no capítulo "Rede de distribuição", possibilitando uma análise comparativa das duas metodologias para entrada de dados (na tabela de cálculo e no *software*) e um melhor entendimento dos cuidados com os dados de entrada, abordados no tópico 16.8.

16.7 Como trabalhar com os modelos

Independentemente da ótica da aplicação, se para a finalidade de planejamento e projeto ou para utilização pela unidade responsável pela operação do sistema, os modelos podem ser tratados em escala ou de forma esquemática. De uma forma geral, os sistemas menos complexos (não necessariamente envolvendo tubulações de pequeno diâmetro ou pequenas vazões) são tratados de forma esquemática. Redes de distribuição, pela grande quantidade de tubulações e nós, e pelas próprias características da sua finalidade, são tratados em escala. É importante reforçar a ideia de que trabalhar em escala ou de forma esquemática não diz respeito à importância do sistema ou o seu porte, mas à complexidade do sistema hidráulico.

O diagrama da Figura 16.2 ilustra algumas aplicações comuns e o tipo de uso, se **em escala**, isto é, elaborando o "desenho" do modelo guardando as proporções do campo, ou **esquemático**, onde as distâncias dos elementos não guardam essas proporções, embora sejam consideradas nos cálculos com as suas verdadeiras dimensões.

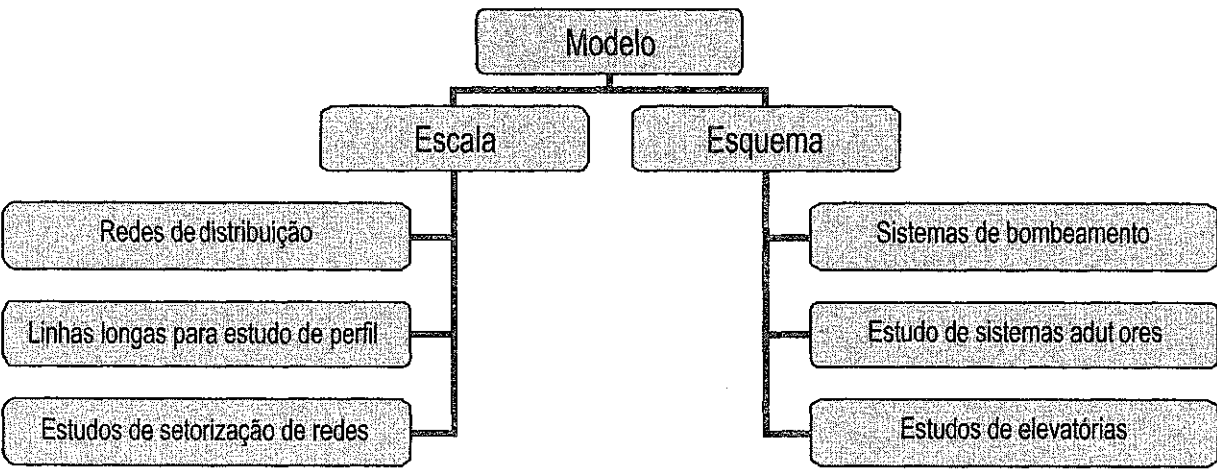



Figura 16.2 - Exemplos de aplicações dos modelos

A seguir (Figura 16.3) tem-se um exemplo de uma elevatória de grande porte tratada esquematicamente para fins de cálculo com o modelo computacional, e, na Figura 16.4, uma rede de distribuição de um bairro de uma localidade de porte médio, representada em escala.

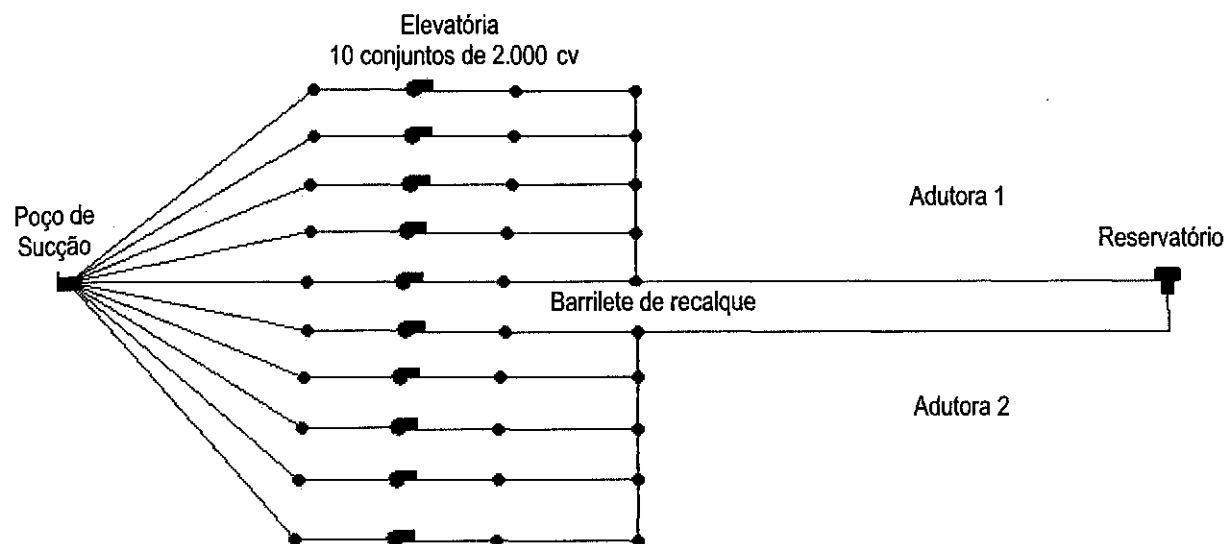



Figura 16.3 - Exemplo de modelo de uma grande elevatória tratado como "esquema"

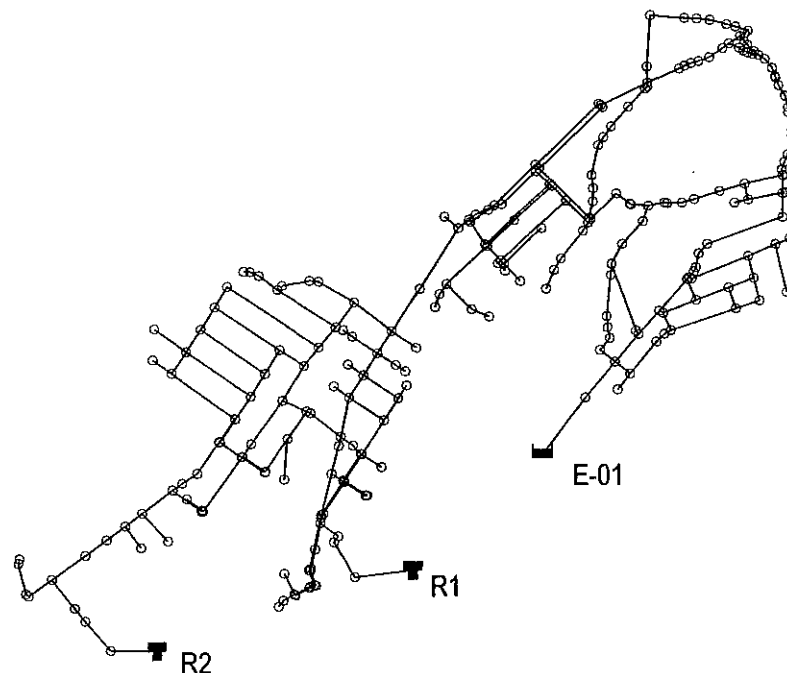



Figura 16.4 - Exemplo de um pequeno trecho de rede de distribuição tratado em escala

Para se trabalhar como um esquema (croquis), a edição se faz de forma manual, inserindo os dados do sistema um a um. Em escala, duas são as formas possíveis de se trabalhar:

- inserindo o mapa urbano (costumam ser conhecidos por semicadastro) como um fundo (no jargão da informática em *background*, ou, no EPANET, *backdrop*) e inserir as redes e nós manualmente, com seus respectivos atributos;

- via programação, quando o sistema a ser estudado obriga a considerar um número muito grande de redes e nós e passa a ser necessário contar com algum artifício de exportação de dados.

Os *softwares* comerciais de simulação hidráulica já oferecem a interface com um CAD ou com um sistema geo-referenciado, uma vez que nas empresas em geral são encontradas as duas alternativas para cadastros técnicos.

Quando se utiliza o EPANET, base para quase todos os *softwares* de simulação de sistemas de abastecimento de água em regime de conduto forçado, torna-se necessário escrever um programa que exporte os dados do cadastro técnico da rede para o modelo. Essa tarefa é de certa forma facilitada pela característica do EPANET de exportar ou importar arquivos do tipo "*.inp" (*input files*), um arquivo texto que pode ser aberto com "um editor de textos", no qual estão todos os elementos gráficos do modelo, tais como coordenadas dos nós, e não gráficos, como diâmetros das linhas e níveis de reservatórios.

16.8 Bases para o trabalho

As bases para o trabalho são os dados de entrada, isto é, os valores característicos das tubulações, *status* (ligado/desligado para bombas ou aberto/fechado para tubos e válvulas), níveis de reservatórios, pontos de funcionamento de bombas, dentre outros, com os quais se fará a análise de engenharia do sistema em estudo. Eles serão os responsáveis pelos dados de "saída".

Dados de entrada ruins vão provocar resultados de saída igualmente ruins, e consequentemente, nenhum valor para a análise.

Para que a análise hidráulica se preste efetivamente ao que se destina, é preciso então uma cuidadosa entrada de dados. Daí decorre a necessidade de uma atenção redobrada quando essa entrada é automatizada, seja através de interface com um GIS ou de programas próprios de leitura de dados de cadastros em CAD.

Ao se adotar uma solução de automatização para a exportação dos dados cadastrais, seja em desenhos no CAD ou em *softwares* de GIS, é importantíssimo atentar, por exemplo, para a possibilidade de erros de conexões. A Figura 16.5 mostra um desenho de um trecho de rede no CAD, que visualmente está conectada à linha principal de maior diâmetro, mas que, quando exportada para o modelo, não aparece dessa forma.

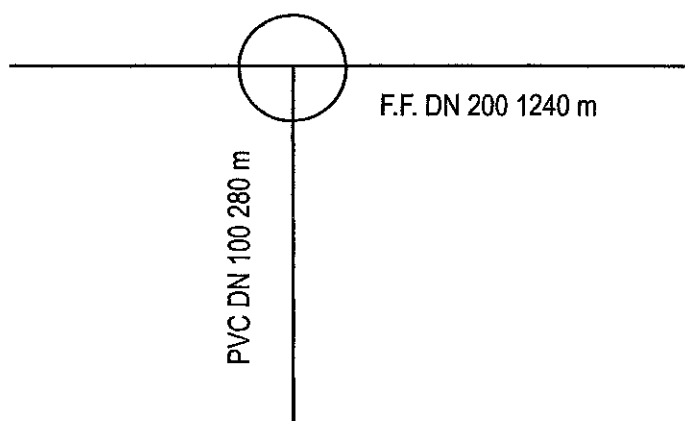



Figura 16.5 - Desenho de trecho de uma rede, como aparece nos cadastros

Ampliando o desenho (Figura 16.6), verifica-se que a rede não está conectada e, por isso, não aparece no modelo como tal. Hidraulicamente, é bastante diferente o funcionamento do sistema, em cada uma das situações, mostrando que, na obtenção de dados de forma automática, é fundamental atentar para esses cuidados. Normalmente os *softwares*, comerciais ou não, que fazem esse tipo de integração, já consideram esses elementos e os corrigem.

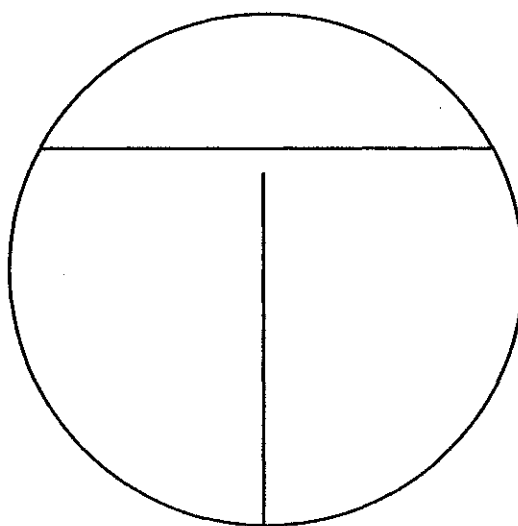



Figura 16.6 - Parte do cadastro da rede ampliada mostrando uma falha de desenho

A Figura 16.7 mostra o que acontece na exportação dos dados da rede nos dois casos.

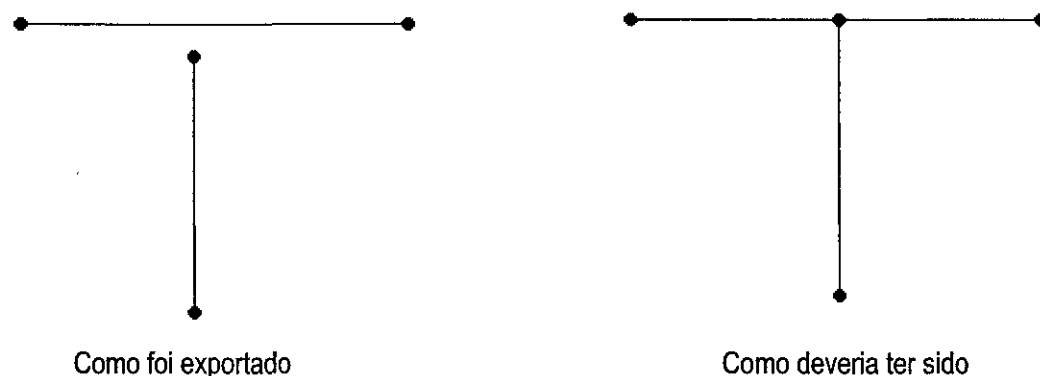



Figura 16.7 - A rede como aparece no modelo, após a exportação descuidada

Por isso, os desenhos no CAD e nos *softwares* de GIS, que representam os cadastros dos sistemas distribuidores de água, precisam ser construídos, em qualquer dos casos, de forma inteligente, obedecendo a uma padronização, para minimizar esse tipo de problema. As ferramentas para esse tipo de trabalho, disponíveis tanto nos CAD como nos GIS, devem ser convenientemente utilizadas pelos operadores dos cadastros técnicos. E é sempre necessário estar atento quando se automatiza processos.

É importante observar que nas empresas, na ótica dos gestores sem formação de engenharia, a utilidade do cadastro técnico costuma estar associada às informações a prestar aos clientes (ter ou não rede na rua ou no imóvel, para fins de comercialização de novas ligações). Em decorrência dessa visão parcial da importância da manutenção de um bom cadastro do sistema distribuidor, esse tipo de detalhe é, às vezes, negligenciado na instrução aos responsáveis pela atualização cadastral. Quando a utilização das informações do cadastro técnico adquire um fim mais nobre, como base para modelos hidráulicos, por exemplo, esses "detalhes" passam a ser fundamentais.

Os elementos de entrada necessários para a construção de um modelo hidráulico de uma rede distribuidora são:

- levantamento planialtimétrico semicadastral (semicadastro) da região do sistema que se deseja modelar. Em alguns casos mais simples ou em cidades de pequeno porte, basta o levantamento planimétrico com pontos cotados nos cruzamentos de ruas e nos nós limites do modelo (reservatórios, elevatórias, estações de tratamento, barragens, dentre outros);
- cadastro hidráulico do sistema a modelar (compreende não só as informações de rede como as dos reservatórios (volume, forma e níveis), das elevatórias (curvas das bombas) e válvulas, além do conhecimento do *status* dos registros de manobra (sempre fechados ou parcialmente fechados);
- informações de consumo a alocar nos respectivos nós do modelo;

- curva de demanda horária, o que é chamado nos modelos de língua inglesa de *pattern* real de consumo, se a análise for dinâmica, isto é, for considerar a variação de consumo nos nós ao longo de um determinado período — geralmente um ou mais ciclos diários.

Observação importante:

Antes de iniciar o carregamento dos dados de entrada no modelo, recomenda-se que sejam reunidas todas as informações disponíveis, para evitar perda de tempo ou eventual análise dos resultados com base em informações incorretas ou incompletas. A análise se perde se não houver o cuidado com os dados de entrada. E, pior do que os resultados não servirem é pensar que servem e deles fazer uso indevido!

16.9 Construção e uso dos modelos

Quatro aspectos básicos devem ser considerados quando se trabalha com modelos:

- a sua finalidade, talvez o aspecto mais importante;
- o grau de simplificação, que depende da definição da finalidade;
- a análise dos resultados;
- a documentação.

16.9.1 Identificação clara da finalidade do modelo

Antes de tudo, é preciso definir o que se quer e qual a finalidade do modelo. Em um projeto, se o sistema é novo, não existem dados reais. Trabalha-se com valores estimados para o consumo *per capita*, para a curva de demanda horária, para a projeção da população a abastecer, para o valor das perdas etc. É um trabalho mais fácil, pois não há uma realidade para se comparar com o modelo, não existindo, para esse caso, a fase de calibração.

Quando a finalidade é estudar uma ampliação de sistema, por exemplo, a situação passa a ser mais complexa, pois é preciso garantir que o modelo espelhe a realidade do sistema existente, o que constitui um dos pontos-chave.

É conveniente, quando disponível e quando não há intermitência crônica acentuada do abastecimento, a utilização dos dados do sistema comercial, para se apurar o consumo *per capita* real de cada setor da localidade ou região em estudo, das curvas reais de demanda horária (nem sempre disponíveis, mas sempre possíveis de levantar) e de toda informação da unidade operacional do órgão gestor do sistema. É com base na realidade atual que o modelo mostrará resultados para o problema que se está tentando solucionar. É bom salientar que nem sempre a obtenção desses dados é uma tarefa simples.

Uma vez calibrado o modelo (feitos os ajustes necessários para que os resultados gerados para a situação atual estejam compatíveis com as medições de campo), ele servirá para todos os trabalhos de engenharia daquele sistema, seja para o projeto que está sendo desenvolvido, seja para a realidade futura. Basta mantê-lo coerente com as obras executadas de interligações e de manutenções, que podem modificar o esquema hidráulico inicial. Essa atividade está intimamente relacionada com a atividade de manutenção de cadastros técnicos, e deve ser executada em sintonia com a unidade operacional.

16.9.2 Simplificação

Como a origem e maior divulgação dos simuladores deu-se nos Estados Unidos, alguns anglicismos são encontrados na literatura. Um deles é a palavra "esqueletização", traduzida de "esqueletonization", que significa fazer simplificações no sistema de redes, considerando apenas as mais importantes. É o que já se faz normalmente no processo tradicional de dimensionar redes, ao se considerar apenas as redes tronco. No capítulo 14 (item 14.10), podem ser buscadas mais informações a respeito de redes principais e secundárias, que orientam como fazer a simplificação citada acima. As tubulações secundárias, quando a simplificação é bem feita, normalmente não interferem no dimensionamento das linhas principais. Podem ser dimensionadas como exemplificado no capítulo 14, pelo método dos comprimentos máximos (14.10.4).

Os modelos podem ter mais ou menos detalhes, dependendo da sua finalidade. Por exemplo, modelos destinados à análise de qualidade de água precisam ser mais detalhados do que aqueles destinados à elaboração de planos diretores.

Embora seja possível representar no modelo todo o sistema de uma grande metrópole, com todos os ramais domiciliares e com cada consumo individual, não é assim que se trabalha usualmente, pois os benefícios imaginados pela grande riqueza de detalhes são normalmente compensados pela maior probabilidade de erros decorrente dessa complexidade. Além disso, não há mudança significativa na precisão dos resultados, tornando inócuo todo o detalhamento dessas informações, o que se traduz em uma perda adicional de tempo para verificações e análises.

Deve-se evitar excesso de detalhes em um modelo, sendo o usual modelar apenas as redes principais. O conceito de rede principal não está associado necessariamente a um determinado diâmetro, mas depende do sistema que está sendo modelado. Por exemplo, um diâmetro de 50 mm pode ser considerado uma linha principal se o modelo pretende representar um sistema de irrigação.

16.9.3 Análise dos resultados

Após a inserção dos dados da solução que se está estudando, deve ser feita uma verificação deles e das hipóteses consideradas, para avaliação de possíveis inconsistências. Uma vez pressionada a tecla que comanda o cálculo (no EPANET, a tecla "RUN"), é necessário analisar os resultados com uma visão crítica, verificando se mostram valores compatíveis com os resultados esperados, se as mensagens de erro eventualmente exibidas pelo *software* têm significado real ou se são apenas das rotinas do programa, e se as simulações feitas abrangem todas as soluções possíveis para o projeto ou estudo em questão.

16.9.4 Documentação

Esta última parte, que na verdade deve acontecer ao longo do processo de modelagem, consiste em uma das fases mais importantes para que o modelo possa ser útil por mais tempo, aumentando o benefício que deverá cobrir o custo de sua elaboração.

É muito importante garantir que as anotações feitas para os cenários simulados estejam completas, de modo que se possam entender e repetir as simulações alguns dias ou meses depois.

16.10 Quem deve utilizar os modelos

Modelos de simulação hidráulica não devem ser utilizados por pessoal inexperiente, ou sem formação técnica adequada. O despreparo pode levar a respostas muito rápidas e absolutamente incorretas.

Dada a simplicidade de edição e a facilidade de extrair relatórios tabulares e gráficos dos modelos em geral, é comum encontrar, entre os gestores dos serviços de

abastecimento de água, a ideia de que os modelos reduzem a necessidade de técnicos especializados. Ao contrário, não há nada mais perigoso do que um leigo utilizar um simulador poderoso, pois certamente ele não saberá interpretar os resultados, nem terá discernimento suficiente para a análise crítica necessária, antes da utilização das informações geradas pelo modelo.

16.11 Como começar?

Se o engenheiro ainda não está familiarizado com essa técnica, deve começar pelos modelos simples, para os quais seja possível verificar os resultados, utilizando uma calculadora tradicional. À medida que se vai ganhando confiança nos resultados obtidos e se vai entendendo as mensagens de erro eventualmente emitidas pelo *software*, bem como os valores exibidos nos relatórios tabulares após os cálculos, deve-se começar a sofisticar os modelos, procurando representar situações mais complexas.

Um modelo não é necessariamente um projeto. Nem sempre nele estão contidos exatamente os mesmos elementos do projeto – ele é mais ou menos como um quebra-cabeça. É necessário pensar como representar uma situação, utilizando apenas os elementos disponíveis no *software*. Importa que hidraulicamente o fenômeno esteja representado de forma correta e apresente resultados compatíveis com a realidade hidráulica que se deseja.

16.12 Exemplos numéricos

16.12.1 Exemplo 1

O exemplo a seguir consta na maioria dos manuais do usuário dos *softwares* mais conhecidos. Mostra como representar um reservatório com entrada por cima. Trata-se de um problema hidraulicamente bastante simples: verificar as condições de funcionamento de uma determinada bomba recalcando a partir de um determinado nível de água (barragem, ETA, reservatório etc.) para um outro nível (neste exemplo, a cota de entrada de uma tubulação em um reservatório de montante).

Na Figura 16.8 estão mostrados os dados do problema, que consiste em verificar o funcionamento de um sistema de bombeamento a partir de uma ETA para um

reservatório, com a finalidade de atender a uma determinada região denominada ZA-01 (zona de abastecimento 1) com demanda média igual a 25 L/s.

ZA-01

RES-01
NA min. = 40,00
NA max. = 46,00

Sucção:
L = 5 m
D = 200 mm
C = 130

Recalque:
L = 1000 m
D = 150 mm
C = 130

EAT
NA 0,00

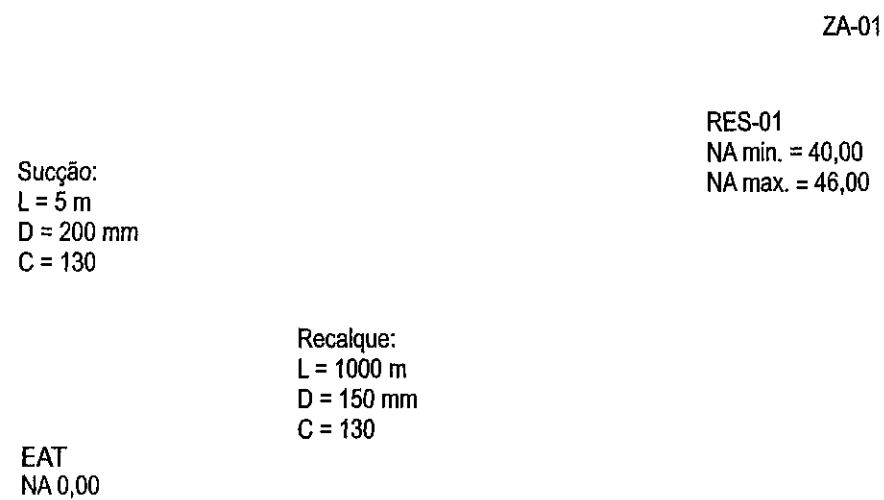



Figura 16.8 - Esquema hidráulico do Exemplo 1

A curva da bomba da EAT está mostrada na Figura 16.9. É uma parábola interpolada para os três pontos dados (não se trata de uma curva real):

H = 70 mca, Q = 0 (*shut-off*),
H = 60 mca, Q = 25 L/s
H = 50 mca, Q = 35 L/s

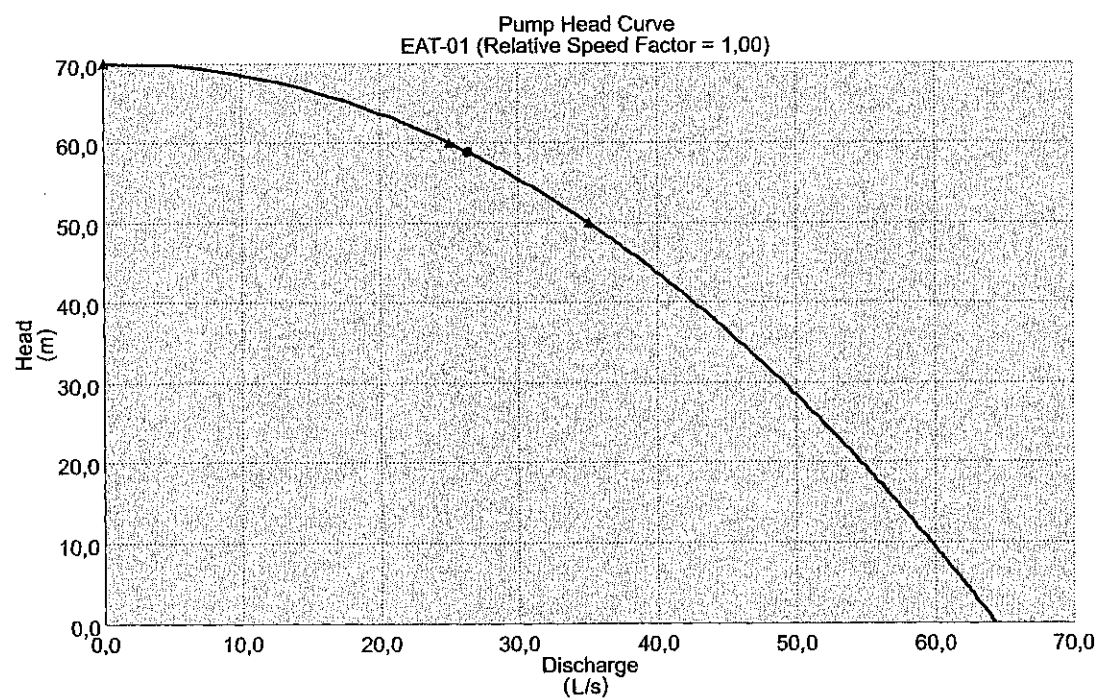



Figura 16.9 - Curva da bomba da EAT - Exemplo 1 (texto mantido em inglês, como no *software* original)

A curva de demanda horária representada pelos coeficientes de multiplicação da demanda média — normalmente é assim que os *softwares* de modelagem trabalham para a edição de dados de curva de demanda horária — está mostrada na Tabela 16.1:[1]

Tabela 16.1 - Multiplicadores da demanda média diária

Time from Start (h)	Multiplier	Time from Start (h)	Multiplier
1,00	0,60	13,00	1,40
2,00	0,50	14,00	1,30
3,00	0,50	15,00	1,20
4,00	0,60	16,00	1,10
5,00	0,80	17,00	1,20
6,00	0,90	18,00	1,30
7,00	1,00	19,00	1,20
8,00	1,10	20,00	1,00
9,00	1,10	21,00	0,90
10,00	1,30	22,00	0,80
11,00	1,40	23,00	0,70
12,00	1,50	24,00	0,60

Da maneira como é usual, a mesma curva é apresentada em um gráfico de barras, conforme a Figura 16.10 (a anotação em língua inglesa foi mantida propositalmente, assim como a nomenclatura, pois é assim que aparece no *software* utilizado).

[1] Detalhamento de como obter os coeficientes de multiplicação para a edição da curva de demanda horária: a vazão que sai de um determinado reservatório para abastecer uma certa região é função da demanda dos consumidores, sendo, portanto variável ao longo do dia, como detalhado no capítulo 3 – "Consumo de água". Assim, é preciso conhecer como se dá essa variação, para que se possa introduzir essa informação no modelo, o que possibilitará o cálculo das variáveis — basicamente pressões nos nós e vazões nos trechos — a cada instante, procedimento denominado análise dinâmica ou de período estendido (EPS – Extended Period Simulation). Esse conhecimento provém de medições de campo da vazão efluente do reservatório responsável pela região em estudo. Os multiplicadores mostrados na Tabela 16.1 são obtidos dividindo-se a vazão efluente a cada hora pela vazão média do ciclo diário. Generalizando, existem outras possibilidades para a obtenção dos multiplicadores. Se tomados em relação à vazão mínima, por exemplo, eles serão todos maiores que a unidade. O cuidado é que, neste caso, deve ser alocada a vazão mínima nos nós, e não mais a vazão média, como é usual.

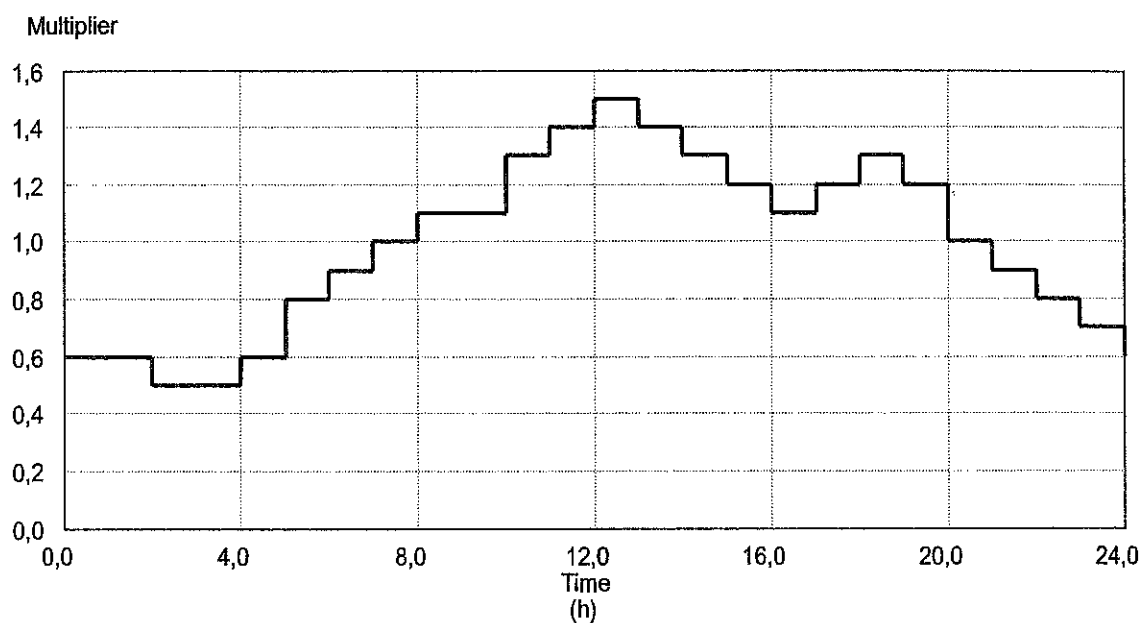



Figura 16.10 - Curva de demanda horária

A. Condição *default* do *software* – entrada por baixo

Ao inserir esses elementos como dados de entrada no modelo, observa-se que é necessário definir um nível inicial. Isto porque os modelos usualmente têm como *default*, para reservatórios, a entrada por baixo. Por isso será necessário utilizar um artifício, objeto desse exemplo, que será comentado na sequência.

Analisemos primeiramente os resultados que o modelo apresenta, sem ter o cuidado de "impor" a entrada por cima, isto é, considerando a entrada por baixo como o *default* do modelo.

A Figura 16.11 ilustra este esquema, onde está mostrado o cálculo da vazão para **o nível inicial,** considerado como o nível médio do reservatório (confira os cálculos com a calculadora).

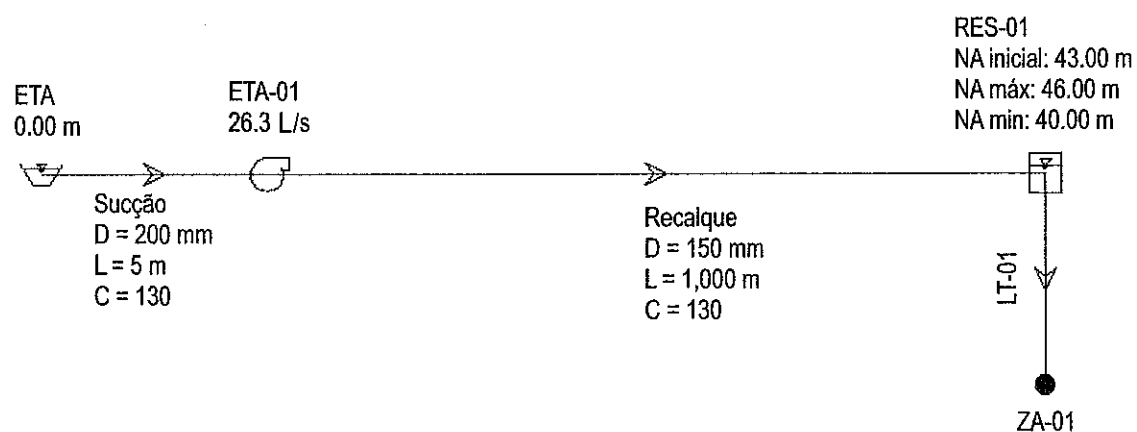



Figura 16.11 - Modelo do Exemplo 1 com a vazão calculada – entrada por baixo – nível inicial igual a 43 m

Na condição de "entrada por baixo", foi necessário "informar ao modelo" o nível do reservatório para o qual o bombeamento se daria. Ao estabelecer o nível 43 m, o modelo "calculou" a curva do sistema para um desnível geométrico de 43 m, e "cruzou-a" com a curva da bomba mostrada na Figura 16.9, obtendo a vazão de 26,3 L/s mostrada na Figura 16.11.

Decorrente dessa condição *default* de entrada por baixo, é de se esperar que, à medida que o nível do reservatório varie, a vazão de recalque seja também alterada, pois a altura geométrica estará mudando.

É o que está mostrado nas Figuras 16.12 e 16.13 a seguir, que são relatórios gráficos deste modelo, detalhando a variação da vazão de recalque e a variação do nível do reservatório ao longo do ciclo de dois dias (48 horas), de uma simulação dinâmica utilizando as informações da curva de demanda horária (Tabela 16.1 e Figura 16.10), aplicadas à vazão média de 25 L/s informada no enunciado do exemplo.

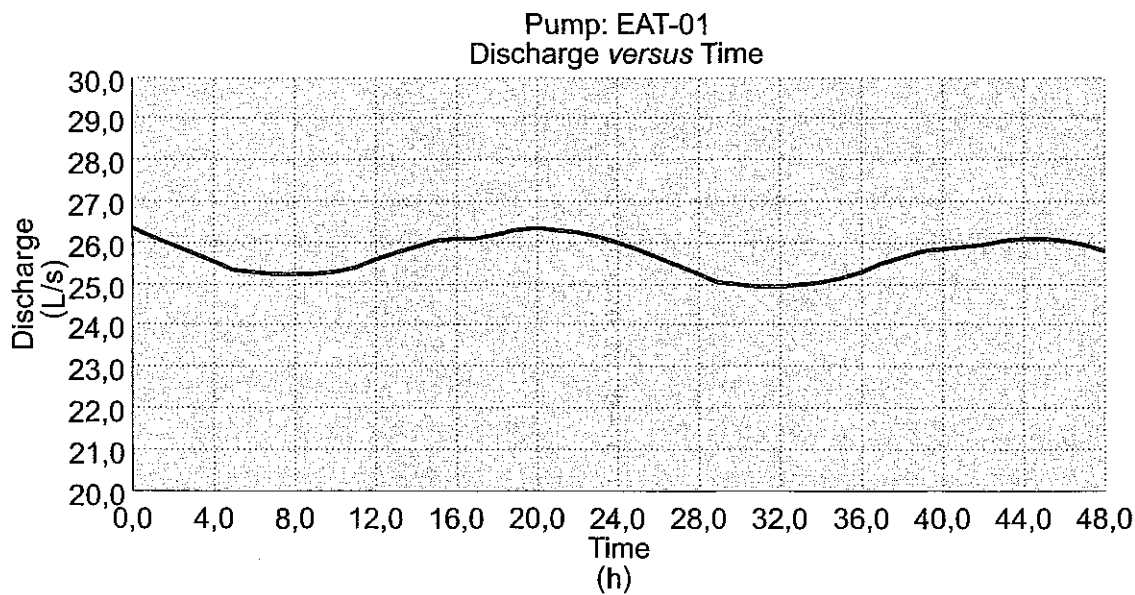



Figura 16.12 - Variação da vazão de bombeamento ao longo das 48 horas

Por se tratar de um exemplo com o objetivo de mostrar uma técnica de modelagem — entrada por cima —, o funcionamento é supostamente contínuo, sem maiores considerações sobre "rodízio" de equipamentos nas estações elevatórias.

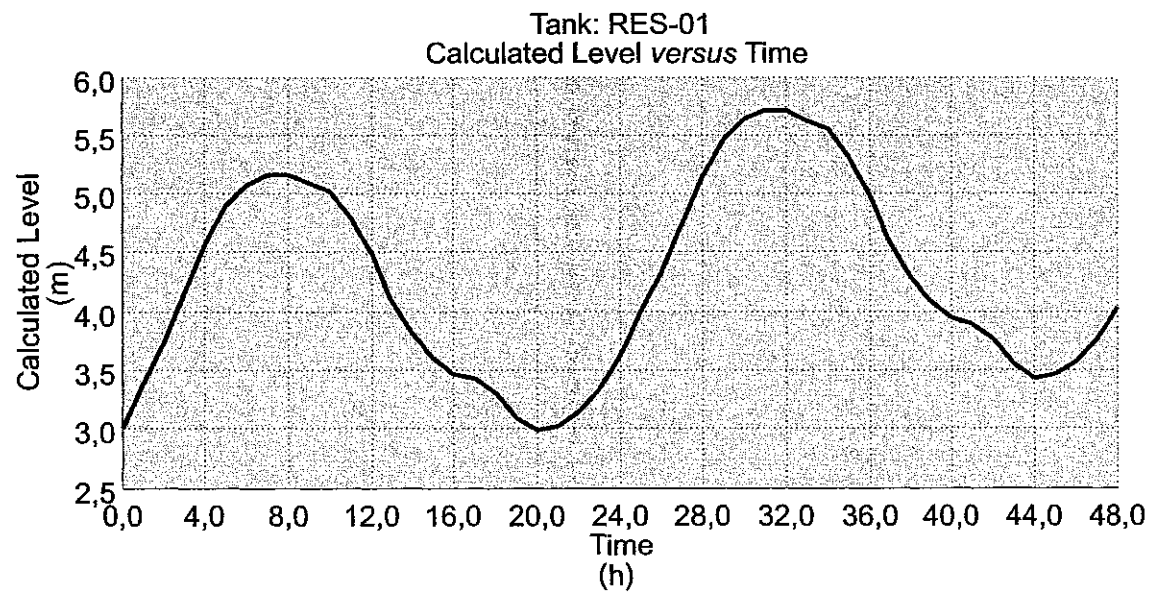



Figura 16.13 - Variação do nível do reservatório, para o padrão de consumo da ZA-1 – entrada por baixo

B. Condição do problema – entrada por cima

Para "forçar" a entrada por cima, usa-se o artifício de inserção, no modelo, de uma válvula sustentadora de pressão (PSV), para garantir, na entrada do reservatório, uma pressão constante e igual à pressão atmosférica — tradução da condição hidráulica de "entrada por cima". Neste esquema, a válvula sustentadora de pressão (PSV – Pressure Sustaining Valve, do inglês) não existe no projeto nem na instalação real no campo; é apenas um artifício para que o modelo represente fielmente os resultados dos cálculos hidráulicos. Isso reafirma que modelar um sistema é, às vezes, como montar um quebra-cabeça, com os elementos que o *software* disponibiliza.

Mantendo todas as demais condições do exemplo, o modelo esquemático mostrado na Figura 16.14 indica uma vazão de bombeamento constante, como é de se esperar nesta situação, e igual a 24,8 L/s.

Veja que a vazão calculada anteriormente para o instante inicial, em que o nível foi considerado igual a 3 m, é superior àquela calculada agora (26,3 L/s contra 24,8 L/s — Figuras 16.11 e 16.14). O que é lógico, pois na condição de entrada por baixo, no instante inicial, o desnível geométrico foi considerado igual a 43 m, menor, portanto, que na condição de entrada por cima.

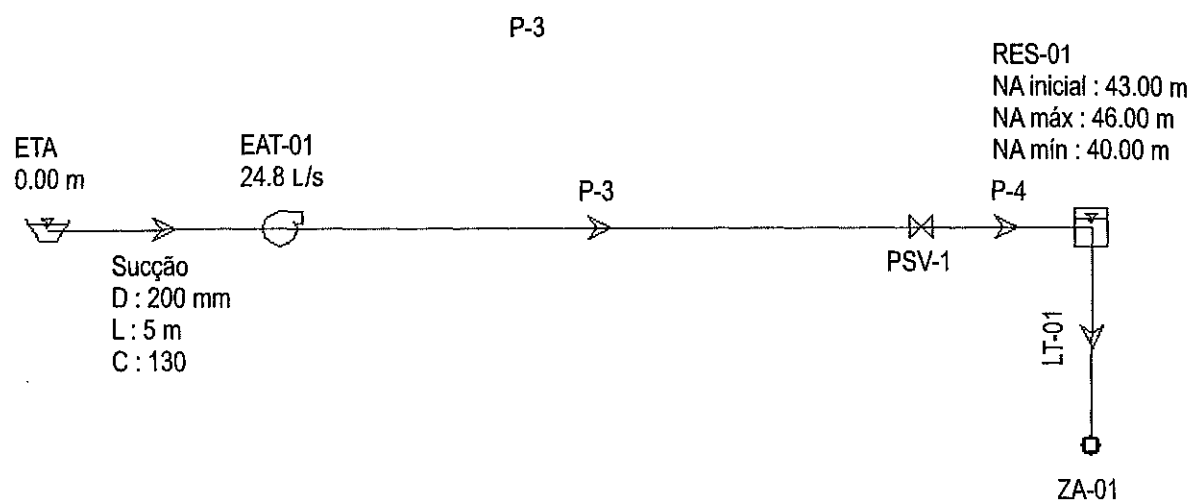



Figura 16.14 - Modelo do Exemplo 1 com a vazão calculada – entrada por cima – nível inicial igual a 46 m

Além disso, a vazão de bombeamento, considerando o reservatório como de montante (entrada por cima), permanece constante, pois o desnível geométrico nessa condição não mais varia. A entrada foi fixada na cota relativa igual a 46 m – o $NA_{máx}$ do reservatório (Figura 16.15).

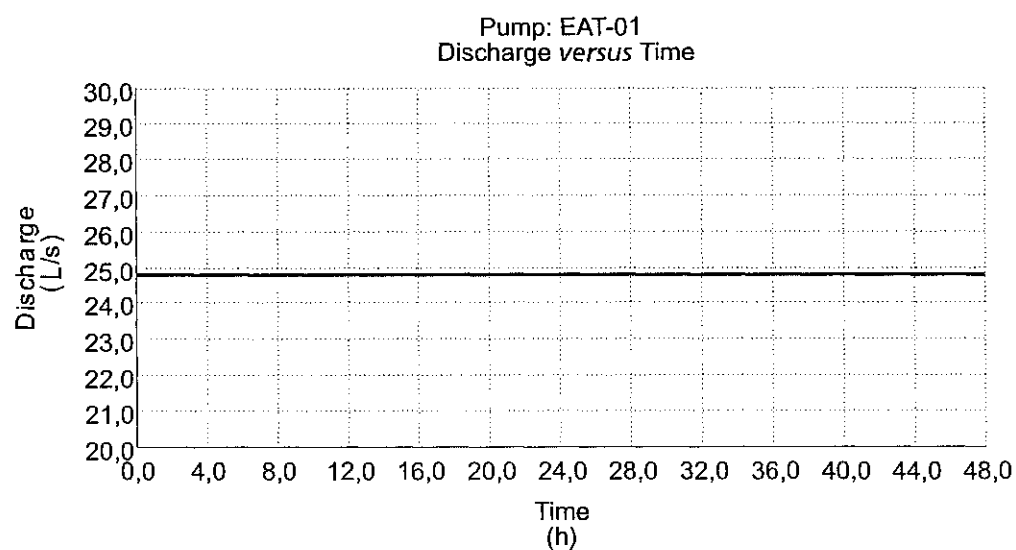



Figura 16.15 - Vazão de bombeamento constante ao longo das 48 horas

Também aqui, tratando-se de um exemplo em que o objetivo é mostrar o funcionamento do *software* e suas características, não são feitas considerações de detalhes de entrada acima do $NA_{máx}$ etc., de modo a não desviar a atenção do leitor quanto ao objetivo.

As Figuras 16.14, 16.15 e 16.16 referem-se ao modelo com entrada por cima, conforme o enunciado que o exemplo sugeriu, e ilustram o comportamento hidráulico desse sistema, nesta condição.

É importante notar que, sem o cuidado de modelar a entrada por cima, em absoluta concordância com a realidade, talvez fosse possível imaginar que esse esquema teria um funcionamento satisfatório. Quando se aprimora o modelo, simulando a entrada por cima, como é o caso deste exemplo, vê-se que não, pois a vazão constante de recalque é inferior à demanda média, supostamente igual a 25 L/s.

Isso está traduzido também pelo relatório gráfico do nível do reservatório, que mostra a tendência de queda (o nível ao final de um ciclo é inferior ao nível no seu início — Figura 16.16), ao contrário do que está retratado na Figura 16.13.

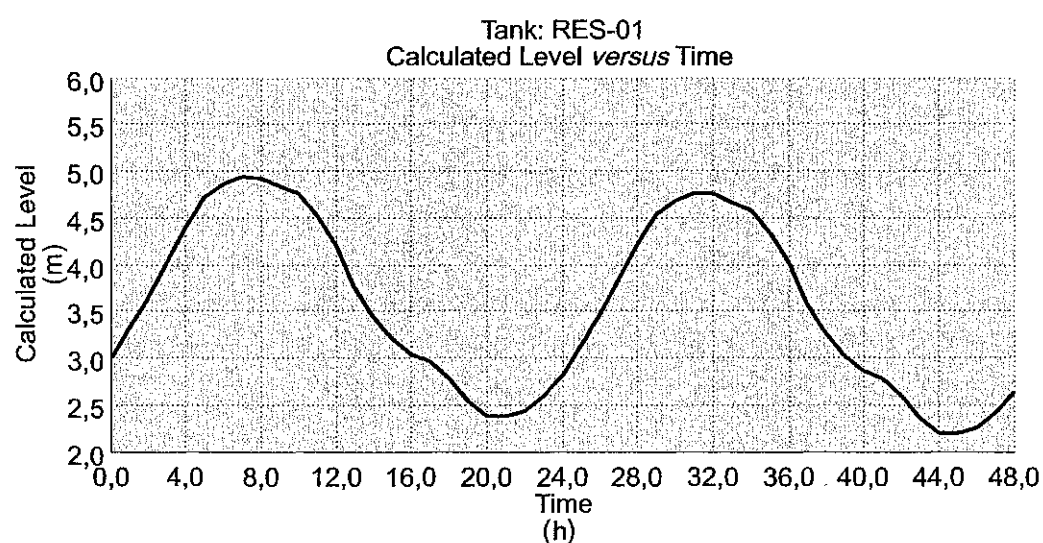



Figura 16.16 - Variação do nível do reservatório para o padrão de consumo da ZA-1 – entrada por cima

Como já foi mostrado anteriormente, o detalhamento do modelo depende da finalidade. Se apenas é necessário estudar o comportamento do sistema, a montante da distribuição, não é preciso complicar o modelo com a rede de jusante. Basta representar a curva de demanda horária e será possível conhecer o que se quer, inclusive a variação de nível do reservatório ao longo do dia, admitindo como verdadeira a curva de demanda horária inserida. Além disso, a válvula utilizada para simular a pressão constante e igual à atmosférica na entrada do reservatório não existe na prática nem em um eventual projeto que se esteja elaborando neste modelo. Ela serve, neste caso, para simular o funcionamento real (pressão constante e igual à atmosférica — pressão relativa igual a zero — na entrada do reservatório).

16.12.2 Exemplo 2

Neste outro exemplo, está mostrada a modelagem de um poço equipado com uma bomba submersível, tanto no EPANET como em um *software* comercial. Observe que, no EPANET, as bombas são tratadas como *links* (elemento de ligação entre dois nós) e, no outro, as bombas são tratadas como "nós", estando entre dois tubos.

Embora pareça apenas questão de estética, isso tem influência no equacionamento interno do algoritmo matemático. Quando se exporta um arquivo de um *software* para outro, como "*.inp - input file", esses dados — bombas — são perdidos!

Os processos de cálculo do algoritmo, no entanto, são transparentes para o usuário, bastando estar atento a como inserir o elemento convenientemente.

A Figura 16.17, extraída do capítulo 6 – "Mananciais subterrâneos: aspectos quantitativos", mostra o corte típico de um poço tubular profundo, com a representação do conjunto motobomba instalado, o tubo edutor (que conecta a bomba com a adutora) e a adutora que deverá conduzir a água bombeada para seu destino — normalmente um reservatório.

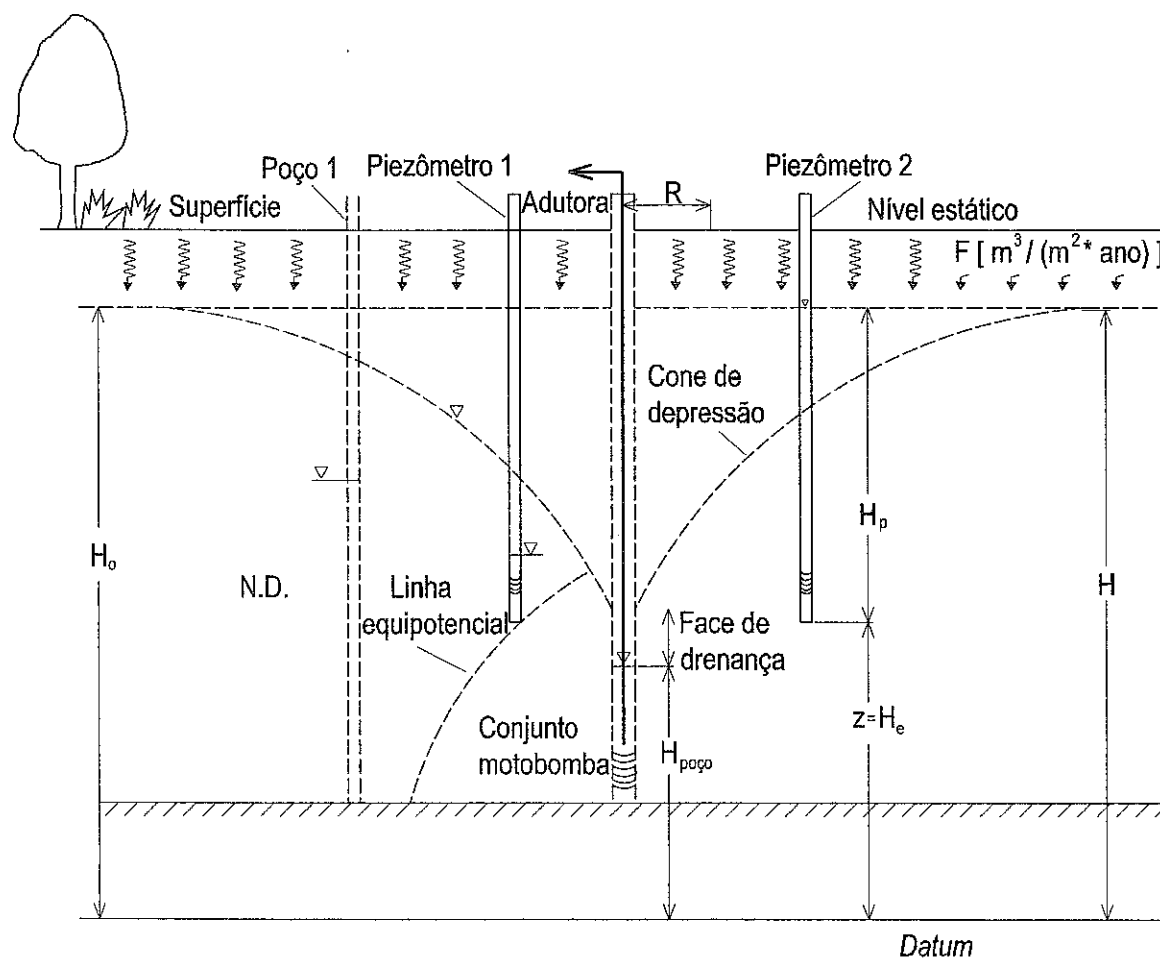



Figura 16.17 - Esquema de um poço profundo, com o conjunto motobomba instalado

A representação desse tipo de captação/elevatória no modelo, quando utilizado o EPANET, está mostrada na Figura 16.18:

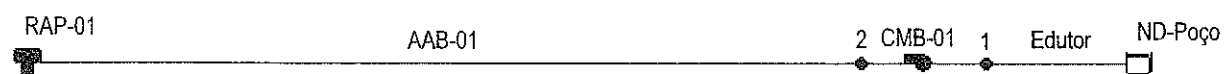



Figura 16.18 - Modelo do Exemplo 2 no EPANET

Utilizando o WaterCad, um *software* comercial largamente conhecido no mercado, a representação seria a seguinte:

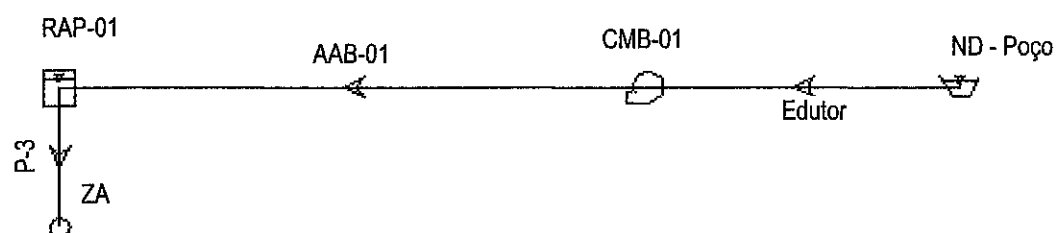



Figura 16.19 - Modelo do mesmo Exemplo 2 no WaterCad

Observe a diferença entre os dois modelos, em que a bomba no EPANET é representada por um *link* (elemento que liga dois nós) e, no WaterCad, representada por um "nó" (elemento entre dois trechos).

Além disso, no WaterCad, foi necessário representar a zona de abastecimento, pois, caso contrário, o modelo não executa os cálculos. É preciso haver ao menos um "nó" no modelo.

16.12.3 Exemplo 3 (continuação do Exemplo 2)

Seja a cota relativa do nível dinâmico de um poço igual a 100 m, a cota do terreno na "boca" do poço igual a 150 m, um tubo edutor de 75 mm de aço galvanizado (C = 120), uma adutora de 500 m de extensão com 100 mm de diâmetro, em PVC novo (C = 140), a vazão de teste do poço, para esse nível dinâmico, igual a 20 L/s e a vazão de explotação indicada igual a 10 L/s, verificar qual é o ponto de funcionamento das bombas listadas a seguir (Tabela 16.2), quando instaladas neste poço. Essa água deve ser recalcada para um reservatório apoiado, situado na mesma cota do terreno onde está perfurado o poço, a cerca de 500 m de distância, cujo nível mínimo é igual a 0,5 m. O nível máximo é igual a 4,5 m, e o nível de água no instante inicial (entrada por baixo) igual a 2,5 m.

Tabela 16.2 - Dados das bombas a serem testadas no modelo

Haupt N-84-2		Haupt N-84-3		Haupt N-84-4		Haupt N-85-3	
Altura (m)	Vazão (m^3/h)	Altura (m)	Vazão (m^3/h)	Altura (m)	Vazão (m^3/h)	Altura (m)	Vazão (m^3/h)
60	18	90	18	120	18	90	18
56	25	84	25	112	25	86	25
48	32	72	32	96	32	81	32
36	37	54	37	72	37	76	37
28	39	42	39	56	39	72	39

A Figura 16.20 mostra a tela de edição de bombas no EPANET, sendo interessante a opção de "salvar" os arquivos com os pontos das bombas, para uso posterior. São arquivos no formato "*.crv", que podem ser carregados a qualquer momento. Assim, é vantajoso organizar, numa pasta própria, os arquivos com os pontos de funcionamento das bombas usuais encontradas no mercado, para escolha quando do trabalho com os modelos. Nunca é demais insistir que os modelos não oferecem alternativas de soluções, mas calculam os resultados da "escolha" feita pelo engenheiro. A mesma figura mostra a tela de edição da curva para a bomba selecionada (CMB-01):

Pump CMB-01

Property	Value
*Pump ID	CMB-01
*Start Node	1
*End Node	2
Description	
Tag	
Pump Curve	84-2
Power	

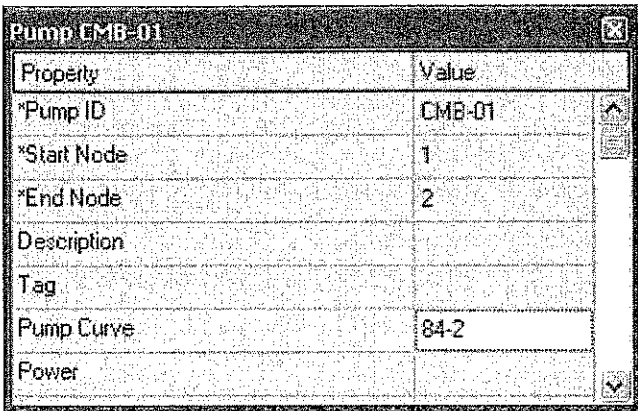



Figura 16.20 - Edição da curva a ser utilizada nesta "rodada" do modelo

A curva nomeada como 84-2 no campo "Pump Curve", mostrado na Figura 16.20, tem seus respectivos pontos (altura x vazão) apresentados na Figura 16.21.

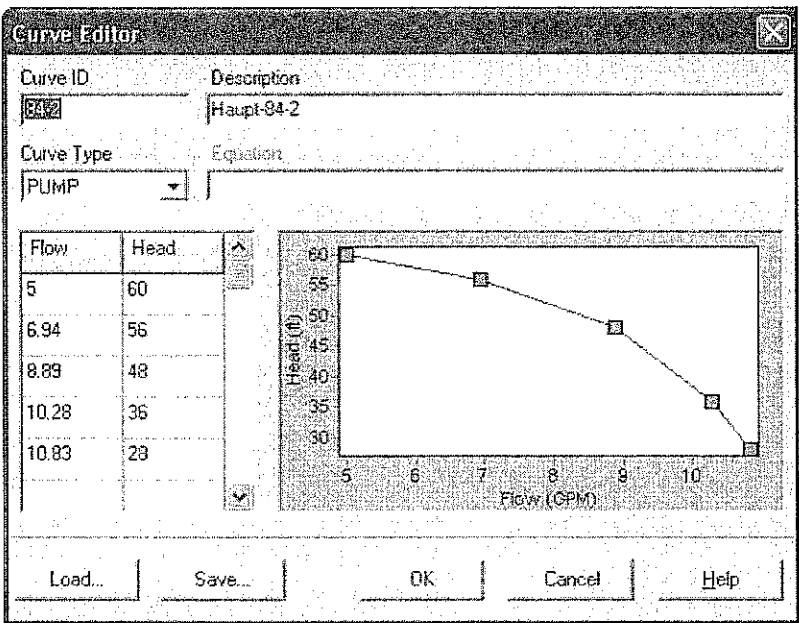



Figura 16.21 - Curva da bomba Haupt 84-2

Quando se pressiona a tecla "RUN", o modelo realiza o cálculo, neste caso simples, a interseção da curva da bomba com a curva do sistema para o nível inicial selecionado para o reservatório (foi escolhido o nível médio). Para esta seleção de bomba, o modelo mostra a vazão de funcionamento do sistema (Figura 16.22, indicando a vazão de 5,91 L/s).

Além desse dado, é possível extrair todos os demais resultados decorrentes dos dados de entrada. Por exemplo, no caso de ter entrado com os dados da curva de rendimento, seria apresentado o valor para o ponto de trabalho calculado, além da pressão na saída, a velocidade na adutora e no edutor etc.

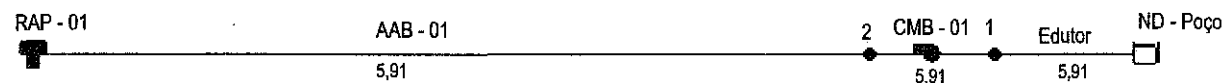



Figura 16.22 - Modelo do Exemplo 3, mostrando a vazão de funcionamento para uma das bombas

Repetindo o procedimento para cada modelo de bomba, obtêm-se as vazões em cada caso, como mostrado na Tabela 16.3.

Tabela 16.3 - Vazões para cada bomba testada no sistema do Exemplo 3

Bomba	N-84-2	N-84-3	N-84-4	N-85-3
Vazão (L/s)	5,91	9,37	10,40	11,05*

* Observe que, para o conjunto 85-3 (Tabela 16.3), a vazão calculada é superior aos pontos da curva, inseridos no modelo (39 m^3/h, que corresponde a 10,8 L/s). Por causa disso, após o cálculo aparece uma mensagem de erro: "WARNING: Pump CMB-01 open but exceeds maximum flow at 0:00:00 hrs."

O modelador deve sempre estar atento às mensagens de erro e saber interpretá-las. Nesse caso, observando-se com cuidado o catálogo da bomba, ela pode trabalhar adequadamente com essa vazão. Se tivessem sido inseridos no modelo pontos mais à direita da curva, essa mensagem de erro não teria aparecido.

Para este exercício, pode-se observar que a bomba N-84-4 é a que melhor se aproxima para atender à demanda.

O usual nos sistemas de abastecimento de água é trabalhar com uma vazão constante, determinada quando do teste de performance do poço. Se for necessário, porém, é possível modelar a curva de performance (rebaixamento x vazão). Os modelos são extremamente versáteis e cabe ao modelador escolher a opção de modelagem que melhor se adapte ao propósito do problema.

16.12.4 Exemplo 4

Neste exemplo, apresenta-se o mesmo cálculo anterior para a bomba selecionada (N-84-4), feito no WaterCad, conforme mostrado na Figura 16.23.

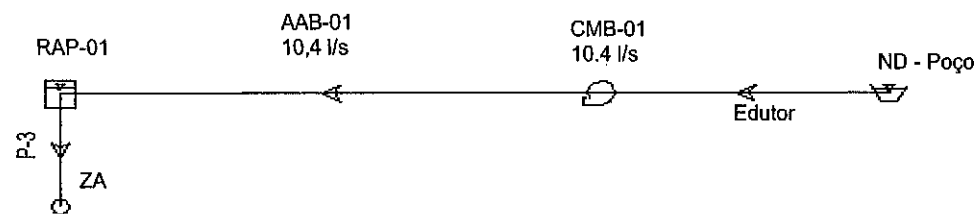



Figura 16.23 - Modelo do mesmo Exemplo 3 mostrando a vazão de funcionamento para uma das bombas usando outro *software*

Neste *software*, é possível obter um relatório gráfico com a curva do sistema e a curva da bomba, logo após pressionar a tecla "GO", que comanda o cálculo, como mostrado na Figura 16.24.

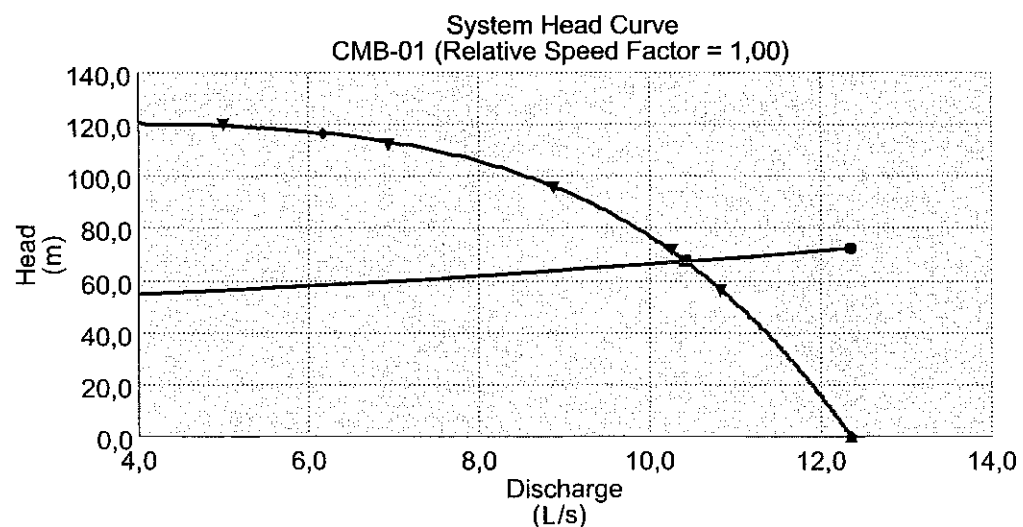



Figura 16.24 - Curva da bomba x curva do sistema – Exemplo 4

É importante observar que, quando se edita a curva da bomba instalada nesse poço (ou projetada para tal), o *software* calcula o ponto de funcionamento do sistema, representado pela interseção da curva do sistema com a curva da bomba. Normalmente os *softwares* de modelamento hidráulico determinam, com base nos dados dos pontos de funcionamento da bomba fornecidos pelo modelador (geralmente dados de catálogo), uma função algébrica que é utilizada na solução do sistema. Por isso, no caso de projeto, o modelador deve estar atento aos resultados apresentados, que nem sempre serão compatíveis com os pontos aceitáveis de funcionamento daquela bomba previamente selecionada. É preciso, assim, experimentar outras, até que se encontre o equipamento adequado à situação proposta.

E é assim que funcionam os modelos. Não oferecem alternativas de solução, mas calculam os resultados com a alternativa imaginada pelo modelador. De forma mais pragmática, de acordo com os dados de entrada dos elementos escolhidos pelo modelador, o *software* fornece os resultados dos cálculos hidráulicos convencionais, realizando cálculos complexos e muito trabalhosos, geralmente em uma fração de segundo.

16.13 Dados utilizados nos modelos

No caso dos modelos de simulação de sistemas de abastecimento de água sob pressão, são os seguintes os dados de entrada:

Tabela 16.4 - Dados de entrada para os modelos

Elemento	Dados a fornecer
Tubos	Extensão Diâmetro C, para o caso de utilizar a expressão de Hazen-Williams ou ε, rugosidade, no caso de utilizar a expressão universal (Darcy-Weisbach)
Nós (junções)	Cota Demandas (curva horária – se for o caso)
Fontes	Nível de água (*reservoirs*) Curva de variação sazonal (se for o caso)
Reservatórios	Nível máximo (*tanks*) Nível mínimo (*tanks*) Nível inicial (*tanks*)
Outros	Bombas (curva característica) Válvulas (tipo, regulagem e curva característica – se for o caso) Concentração inicial e coeficientes de reação do produto químico em uso, quando do estudo da qualidade de água Regras de automação (tipos de comando para elevatórias, válvulas etc.), normalmente comandadas por tempo, nível máximo e mínimo de reservatórios, pressão máxima ou mínima em determinado nó etc.

Dependendo ainda da finalidade e da situação que se queira simular, outros dados poderão ser necessários, tais como curva de perda de carga localizada para medidores, bocais (testes de hidrantes) etc.

Dica: Seja qual for o *software* em utilização, a chave para se obterem bons resultados é: fornecer bons dados de entrada!
E, naturalmente, quando se tratar de um sistema existente, isso só é possível com o conhecimento do sistema, ou, com um bom cadastro!

16.14 Outros exemplos de aplicação de modelos

16.14.1 Rede de distribuição de água

Calcular as pressões nos nós da rede do Exercício 14.11 proposto no capítulo 14 – "Rede de distribuição". A Figura 16.25 mostra como fica o problema após a entrada dos dados no EPANET, salientando as demandas alocadas em cada nó (compare com a Tabela 14.10, onde estão mostradas as demandas nos nós).

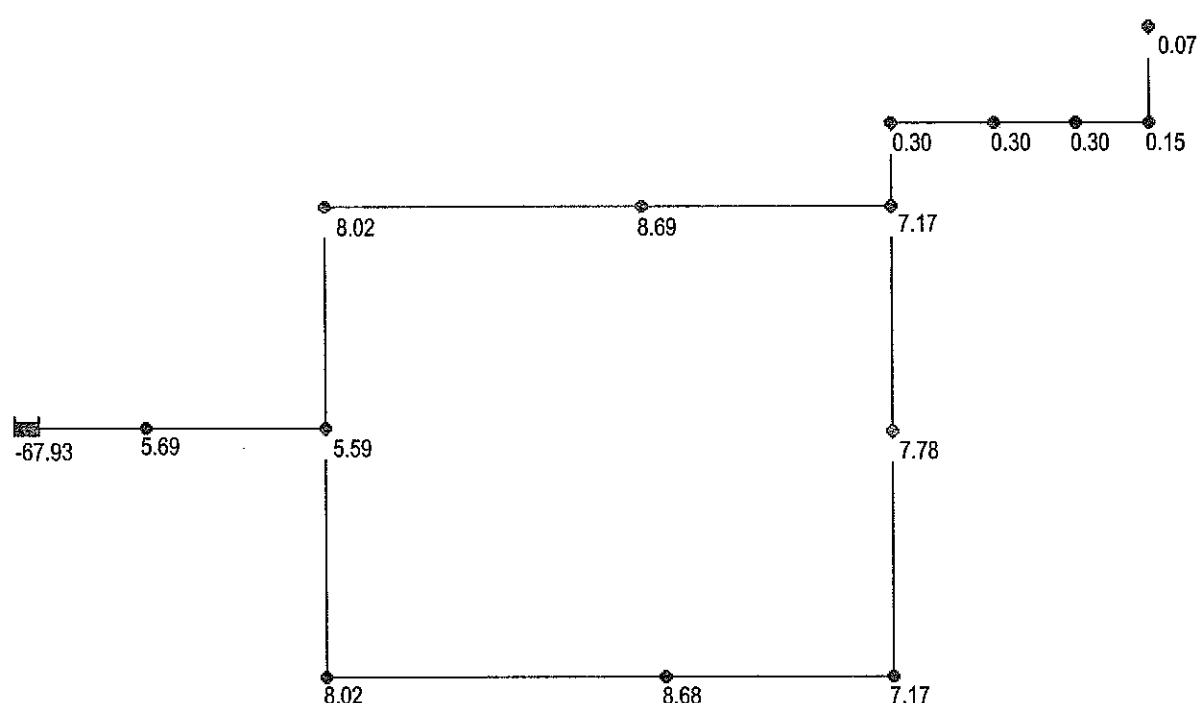



Figura 16.25 - Modelo esquemático do Exercício 14.11 – demandas nos nós

Observação sobre a alocação de demandas nos nós:

Sobre como alocar as demandas nos nós, vale observar aqui que o processo é o mesmo citado no capítulo 14 (método de dimensionamento por áreas de influência). Quando em redes ramificadas, normalmente ocorrentes nas extremidades dos sistemas distribuidores, utiliza-se o conceito de vazão específica de distribuição por metro de tubulação (q_m). Deve-se, nos modelos, concentrar a vazão do trecho no nó de jusante, caso contrário o cálculo mostrará, para este nó, a mesma cota da linha de carga do nó de montante, pois não havendo vazão a circular no trecho, não haverá perda de carga.

Seja por exemplo um trecho de rede de 200 m ligando os nós A e B, com vazão específica de distribuição igual a 0,005 L/s x m. A vazão de 200 x 0,005 = 1 L/s deverá

ser alocada no nó de jusante (no caso, o nó B), caso contrário o modelo "entenderá" que a vazão que circula no trecho será nula, não causando perda de carga e consequentemente não alterando a cota da linha de carga.

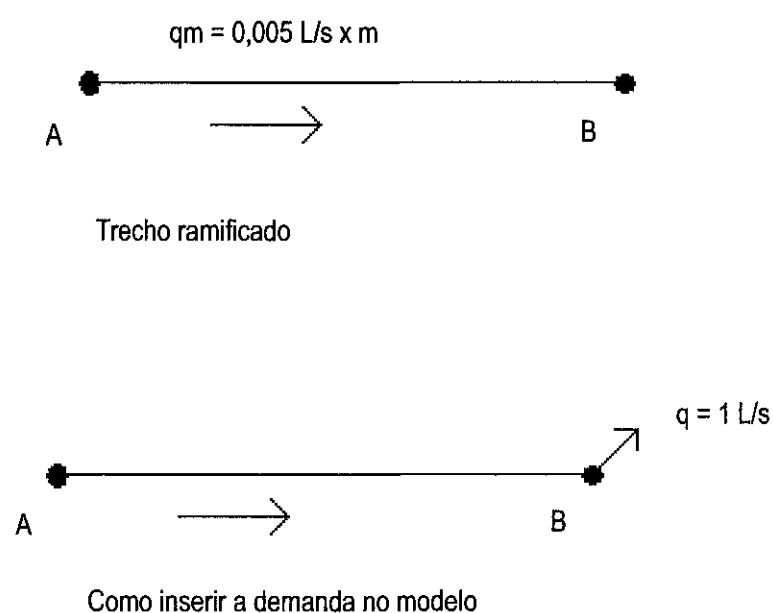



Figura 16.25-A - Edição de demanda no nó de jusante

Outros arranjos são possíveis, como, por exemplo, dividir a vazão do trecho em duas partes e alocar cada uma delas em um dos nós de montante ou de jusante. Tudo depende da interpretação que o modelador for capaz de dar ao sistema que está em estudo e à mais provável distribuição das demandas em cada setor. É sempre uma questão de experiência aliada ao conhecimento técnico.

Continuando, a Figura 16.26 mostra os diâmetros atribuídos a cada trecho:

Não estão mostrados os demais dados de edição dos tubos (*links* – comprimento e coeficiente C) e dos nós (cotas). Quando, após essa entrada de dados, se pressiona a tecla "RUN", obtém-se o cálculo dos elementos hidráulicos, pressão e carga hidráulica nos nós, velocidade e vazão nos trechos etc. A Tabela 16.5 a seguir mostra um relatório tabular de nós, onde estão apresentados esses elementos.

Foi mantida a formatação original, com legendas em inglês, para o leitor ter a visão real de como esse relatório é exibido no *software*. Compare os dados com os integrantes da Tabela 14.12 (capítulo 14, Exemplo 14.11).

Como pode ser observado, os modelos não oferecem "soluções" para o problema, mas calculam os resultados da solução proposta pelo modelador.

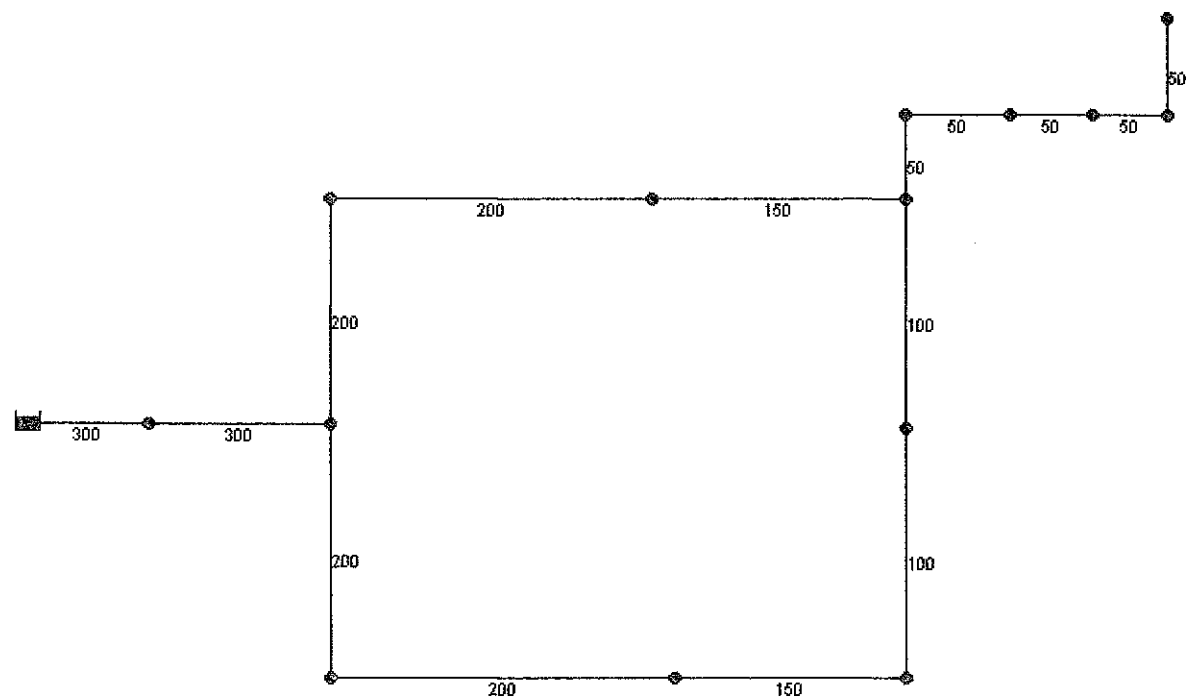



Figura 16.26 - Modelo esquemático do Exemplo 14.11 – diâmetros dos tubos

Tabela 16.5 - Relatório tabular dos resultados do cálculo, para os parâmetros atribuídos aos nós

Network Table - Nodes					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc 1	755.95	7.78	7.78	785.76	29.81
Junc 2	758.05	7.17	7.17	786.65	28.60
Junc 3	755.50	8.69	8.69	787.75	32.25
Junc 4	753.72	8.02	8.02	788.50	34.78
Junc 5	752.63	5.59	5.59	789.87	37.24
Junc 6	753.93	7.17	7.17	786.86	32.93
Junc 7	751.54	8.68	8.68	787.86	36.32
Junc 8	750.89	8.02	8.02	788.56	37.67
Junc 9	751.2	5.69	5.69	790.41	39.21
Junc I	0.30	-	0.30	785.68	-
Junc II	0.30	-	0.30	785.14	-
Junc III	0.30	-	0.30	784.91	-
Junc IV	0.15	-	0.15	784.86	-
Junc A2	770.35	0.07	0.07	784.85	14.50
Resvr A	791.35	#N/A	67.93	791.35	0.00

16.14.2 Continuação do Exercício 16.14.1

A seguir estão mostrados, nas Figuras 16.27 e 16.28, a inserção da saída da vazão de 20 L/s do hidrante no nó 2 e o esquema da rede com as pressões calculadas com esta vazão de incêndio, como na sequência do exercício no capítulo 14.

Demands for Junction 2

	Base Demand	Time Pattern	Category
1	7.17		
2	20		Hidrante
3			
4			
5			
6			

OK | Cancel | Help

Figura 16.27 - Edição da demanda de 20 L/s (Hidrante)

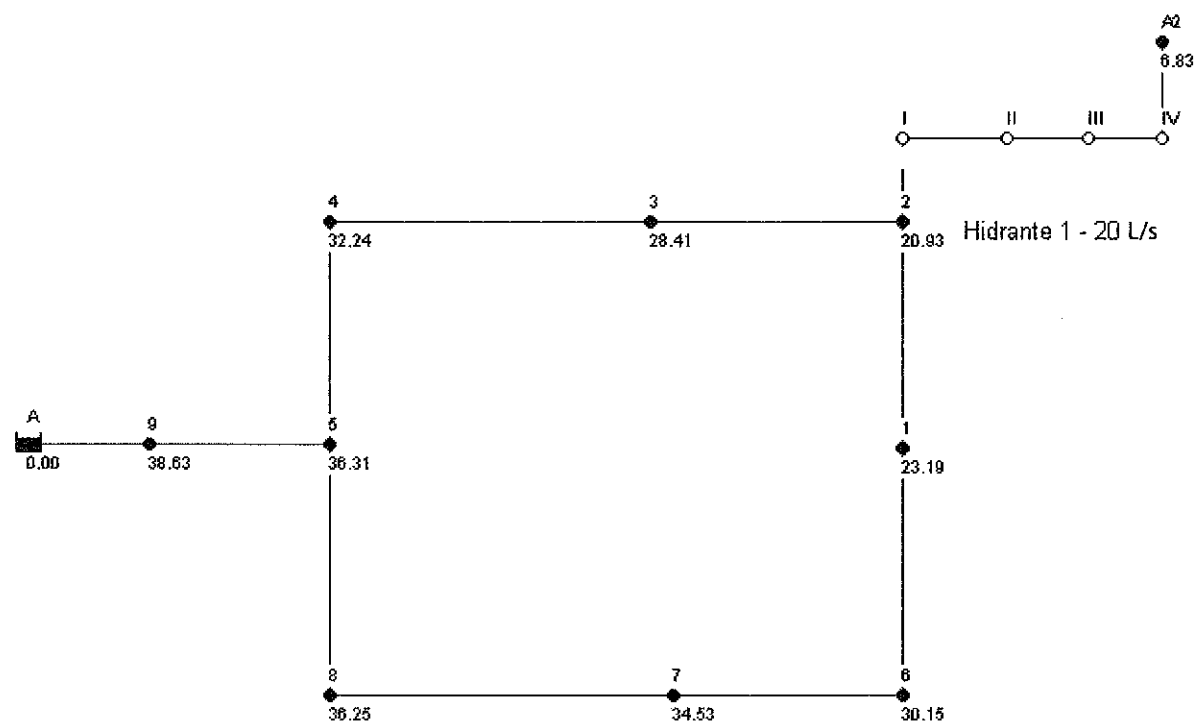



Figura 16.28 - Pressões nos nós com o hidrante em funcionamento

Compare os resultados com os das Tabelas 14.15 e 14.16 (capítulo 14).

A questão não é propriamente essa comparação, pois sendo o cálculo feito pela mesma expressão (no caso Hazen-Williams), é claro que os resultados serão os mesmos, mas a facilidade com que a simulação da vazão de incêndio foi feita. Bastou acrescentar mais um tipo de demanda no nó 2 e pressionar a tecla "RUN".

Se for necessário ensaiar um outro cenário, por exemplo, considerar um outro hidrante funcionando simultaneamente com a mesma vazão de 20 L/s, no nó adjacente (nó 1), bastará entrar com a vazão adicional e pressionar novamente a tecla de cálculo (RUN).

A Figura 16.29 mostra essa simulação.

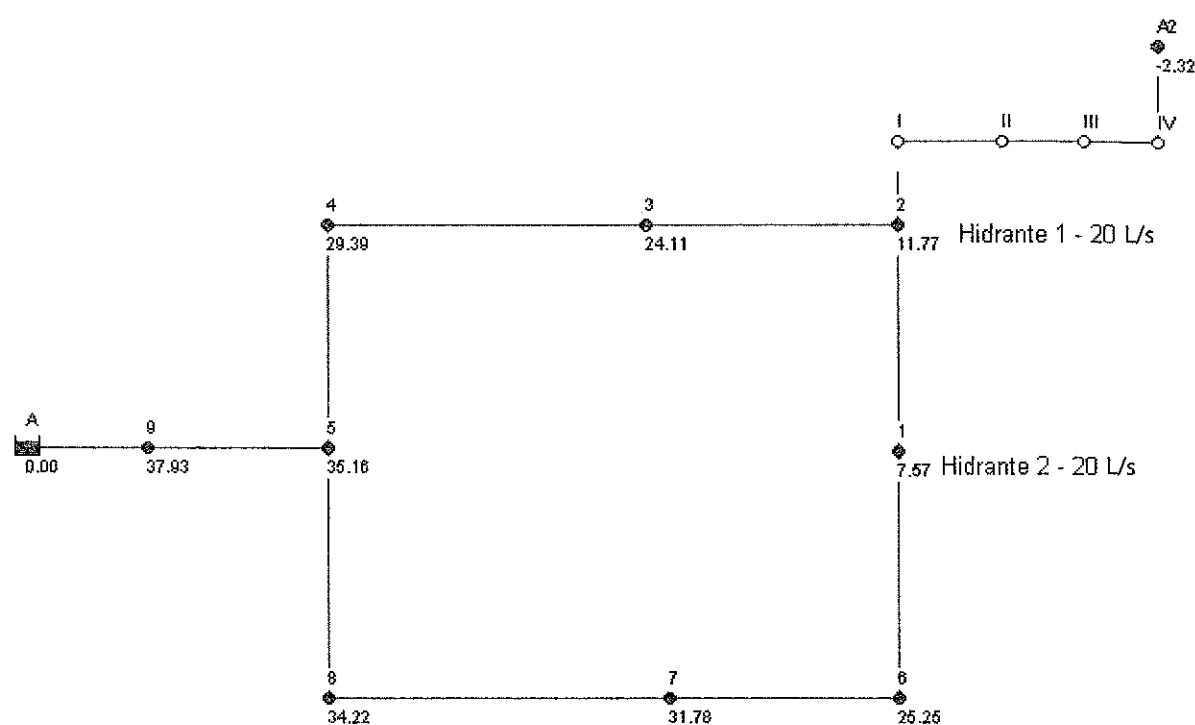



Figura 16.29 - Pressões nos nós, com o funcionamento simultâneo dos dois hidrantes

Observe que, neste caso, as pressões caem, e na região mais elevada da rede o abastecimento estará comprometido (o modelo mostra isso indicando pressões negativas — nó A2 com pressão de -2,32 mca).

Na verdade, a simulação de funcionamento de hidrantes não é tão simplificada assim, pois o "bocal" por onde escoa a água tem uma perda de carga, que é função da vazão, e isso deve ser considerado. Mas isso é assunto bem detalhado nos manuais de operação dos modelos hidráulicos. O objetivo neste exemplo foi mostrar o conceito de funcionamento do modelo, em comparação aos métodos tradicionais de cálculo, um tanto lentos e trabalhosos e mais sujeitos a erros.

Num sistema complexo, é significativo o tempo economizado com um modelo hidráulico, na simulação de diversos cenários, desde que convenientemente concebido e, repetindo, com bons dados de entrada.

16.14.3 Automação

Um outro exemplo interessante de aplicação dos modelos refere-se ao estudo da paralisação de elevatórias em horários de interesse, principalmente aqueles que propiciam uma redução substancial no preço da energia elétrica, o que é denominado entre as concessionárias de energia elétrica como "tarifação horo-sazonal".

Seja um esquema semelhante ao do Exemplo 1, porém com outros valores para os elementos, como mostrado na Figura 16.30. Nesta Figura está mostrado o arranjo da entrada por cima.

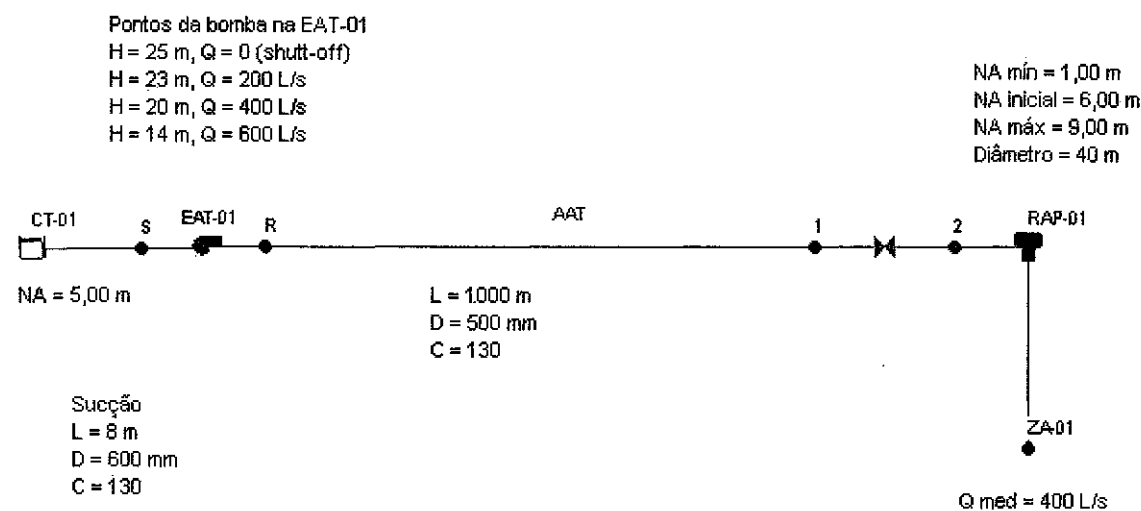



Figura 16.30 - Modelo esquemático do sistema produtor ETA RAP-01

Supondo uma determinada curva de demanda horária, é de se esperar uma oscilação no nível do reservatório, de modo a enchê-lo após um certo tempo. Assim, é preciso inserir um "controle" que simule a automação instalada no reservatório. Seja, por exemplo, um par de "chaves-boia" que comandem a EAT-01 desligando-a quando o nível no RAP-01 atinge o máximo e ligando-a quando chega aos 4 m. A Figura 16.31 ilustra as vazões de produção e de demanda para a hora de máximo consumo.

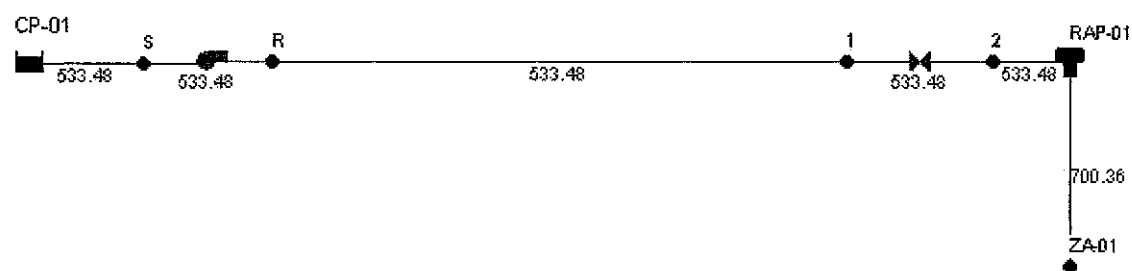



Figura 16.31 - Vazões no sistema produtor e distribuidor

A Figura 16.32 mostra o comportamento da EAT-01, de acordo com o "controle" de automação imposto, que é escrito no EPANET com a seguinte sintaxe:

LINK EAT-01 CLOSED IF NODE RAP-01 ABOVE 9
LINK EAT-01 OPEN IF NODE RAP-01 BELOW 4

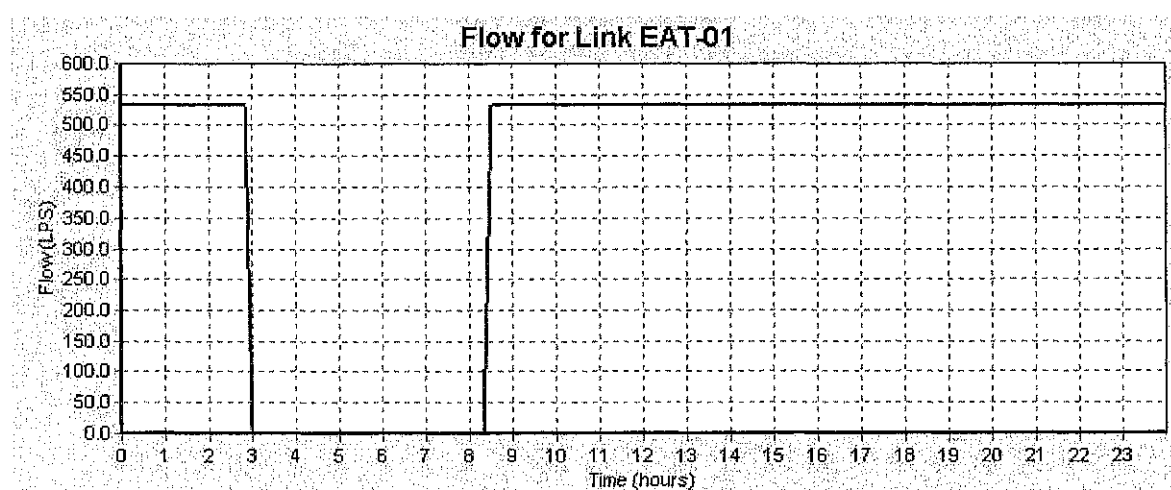



Figura 16.32 - Funcionamento da EAT-01, conforme o "controle" de automação

A Figura 16.33 mostra o comportamento do nível no reservatório RAP-01.

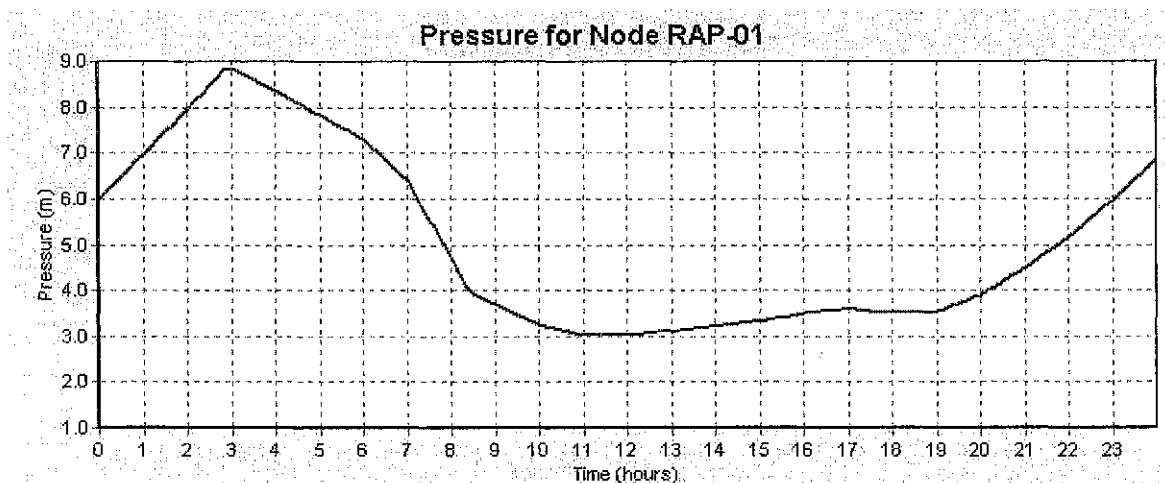



Figura 16.33 - Variação do NA no RAP-01, conforme o "controle" de automação

Se for do interesse do operador do sistema estudar a possibilidade de paralisação da elevatória no período de 19 às 21 h, supondo ser este o período em que a concessionária de energia elétrica oferece tarifas mais baixas, basta inserir outros "controles", impondo, além da condição de automação, essa nova condição de operação. Deve-se usar nesse caso a opção de controles baseados em "regras".

As Figuras 16.34 e 16.35 mostram, respectivamente, o comportamento da EAT-01 e a variação do NA do reservatório para este caso, ficando claro que a paralisação durante

esse período é possível neste sistema, enquanto perdurarem as condições previstas, pois o NA ao final do ciclo de um dia é superior ao NA do início do ciclo.

A análise do comportamento da EAT-01 mostra ainda que é necessário prever um dispositivo que evite o "liga/desliga" indicado no período de 3 às 7 h.

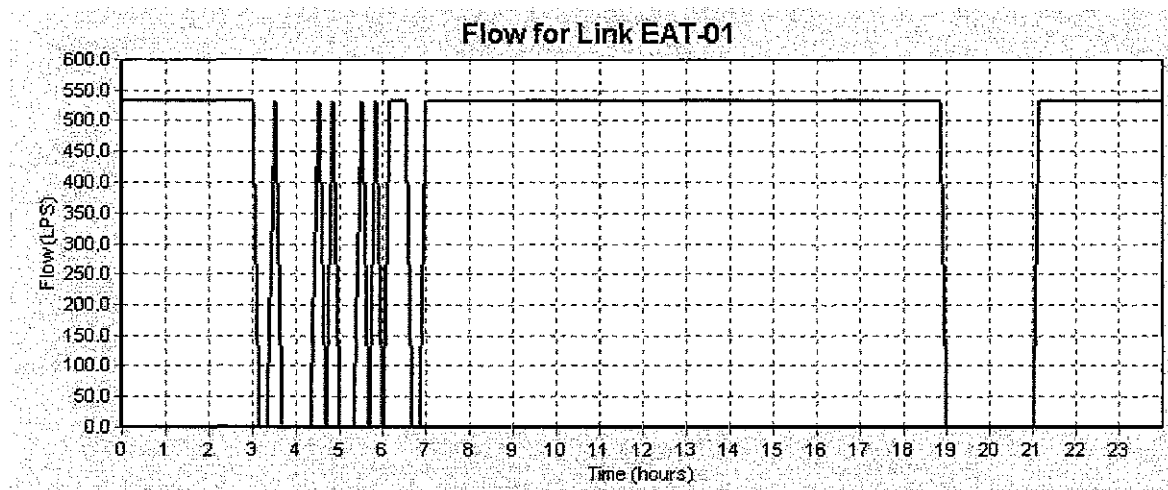



Figura 16.34 - Funcionamento da EAT-01, conforme o novo "controle" de automação

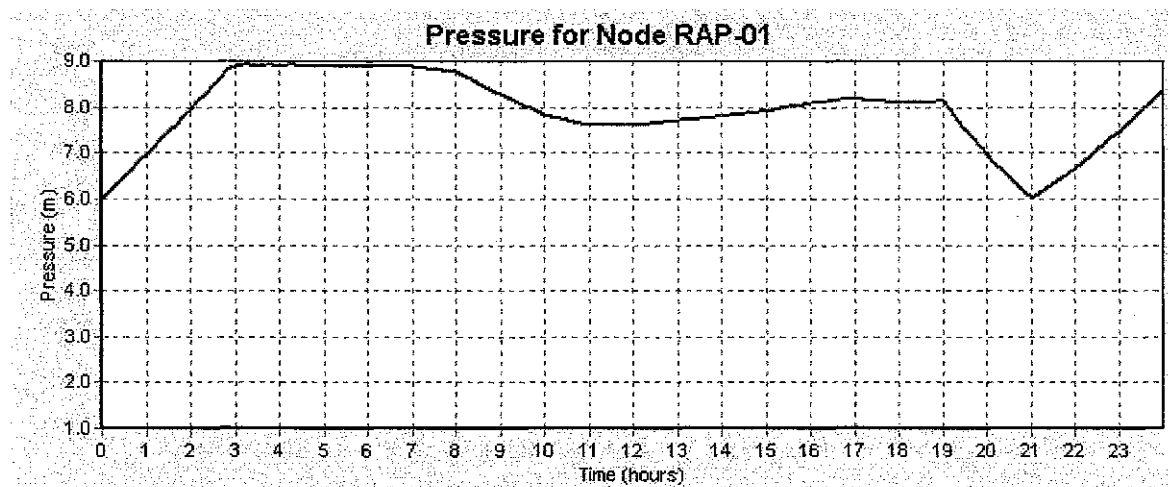



Figura 16.35 - Variação do NA no RAP-01, conforme o novo "controle" de automação

Caso o leitor tenha elaborado este modelo, poderá continuar a especular neste exemplo, supondo um nível diferente na CT-01, ou um outro volume para o RAP-01, ou mesmo uma outra bomba na EAT-01, e verificar se a paralisação no horário preestabelecido fica comprometida. Isso é um exemplo de simulação, com objetivo de estudar uma possível otimização energética no funcionamento da EAT-01, como sugerido no início (item 16.5).

16.15 Redução de perdas

O exemplo a seguir mostra o estudo de setorização de uma rede para a redivisão das zonas de abastecimento de uma pequena cidade do norte de Minas. A redução de perdas físicas pode ser um empreendimento inviável do ponto de vista econômico. É através da redução da pressão média na rede que se consegue a redução das perdas físicas, com menores investimentos, em certas situações.

A Figura 16.36 mostra as zonas de pressão na situação de consumo mínimo. Nota-se pressões superiores a 50 mca na região central da cidade.

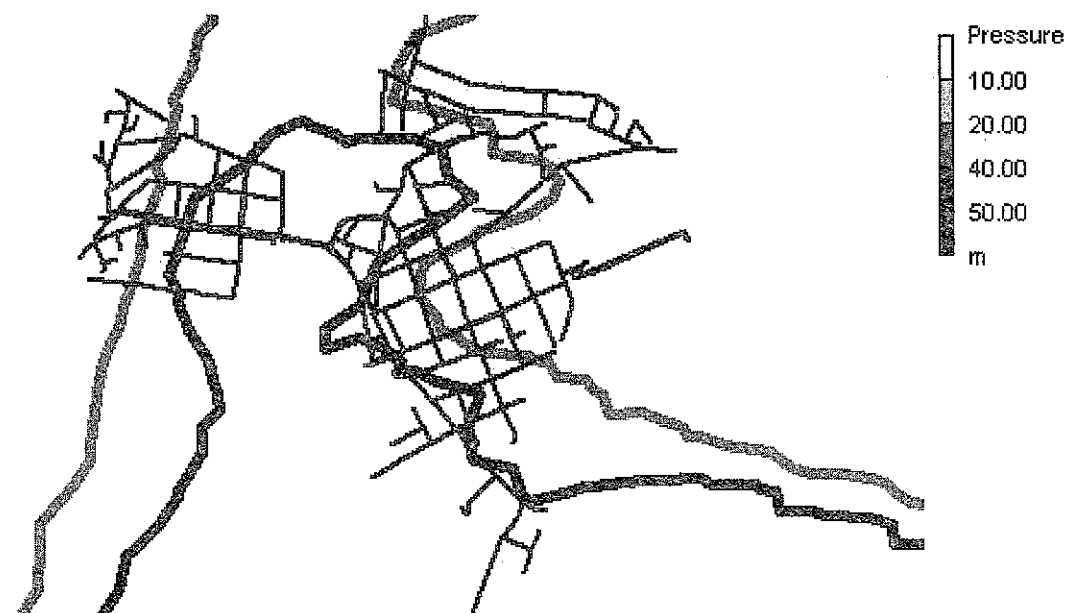



Figura 16.36 - Modelo esquemático, mostrando pressões superiores a 50 mca na área central

Após o cuidadoso estudo da rede e o posicionamento de válvulas redutoras de pressão convenientemente dispostas, e alguma modificação na topologia da rede, o modelo recalculado mostra uma outra divisão de zonas de pressão, com valores mais baixos para as zonas que antes apresentavam pressões excessivas. É o que está mostrado na Figura 16.37.

Além desse tipo de aplicação aqui mostrado, eventualmente os modelos podem ser um valioso auxílio na identificação das regiões com maior probabilidade da ocorrência de perdas físicas.

Elas "funcionam" como um consumo excessivo, causando uma queda na pressão esperada, de acordo com o cálculo da rede.

A Figura 16.38 mostra um modelo de um sistema em que funcionava um *booster* na região onde os resultados indicavam uma pressão esperada de mais de 60 mca.

Questionada a área operacional sobre o porquê da existência do *booster*, verificou-se que na região onde as pressões medidas eram significativamente inferiores àquelas mostradas pelo modelo havia um grande vazamento, que era a causa da pressão inferior à esperada. Corrigido o vazamento, não só foi eliminada uma boa parcela da perda física, como foi possível paralisar a operação do *booster* definitivamente, com significativa redução das despesas com energia elétrica.

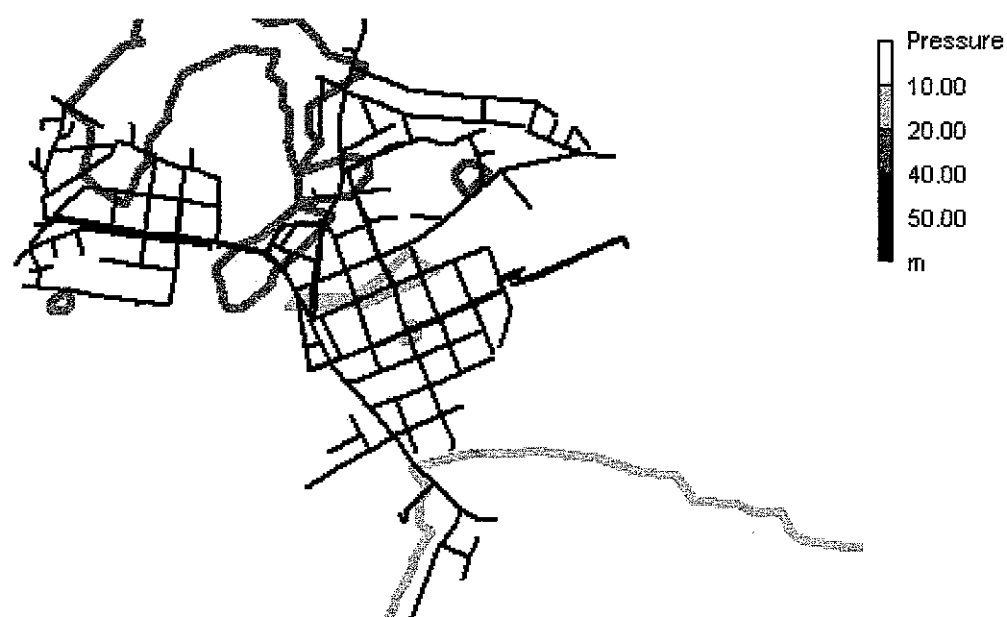



Figura 16.37 - Modelo esquemático, mostrando pressões inferiores a 50 mca em toda a região

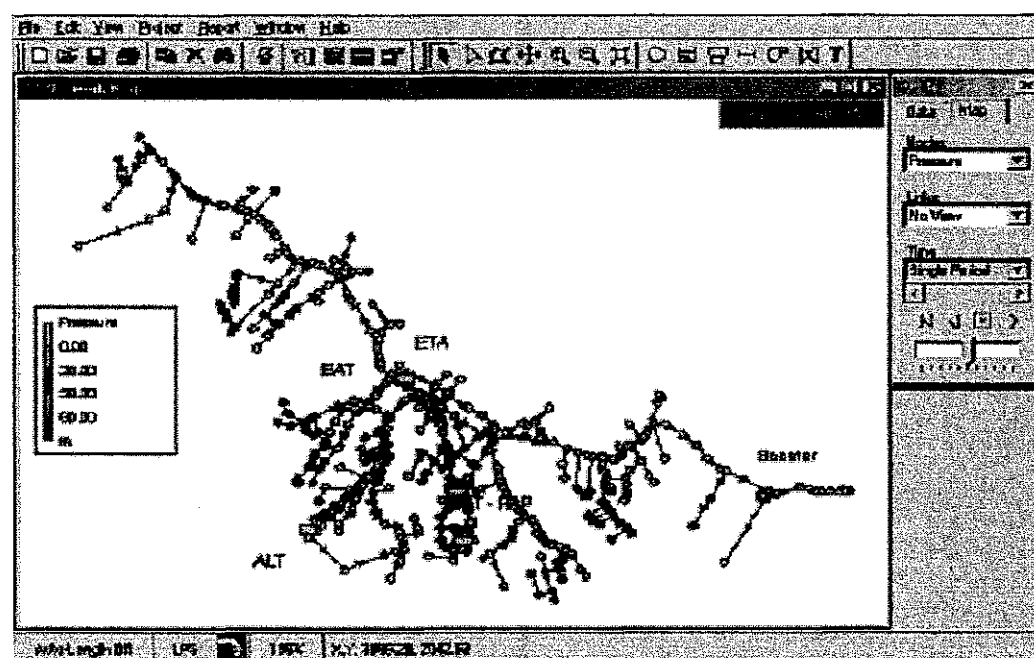



Figura 16.38 - Modelo mostrando a região do *booster* com pressões calculadas superiores a 60 mca

Essa comparação dos resultados do modelo com as grandezas medidas em campo, no caso citado a pressão, recebe o nome de calibração. Nessa fase da construção do modelo, às vezes aparecem oportunidades de sua aplicação no combate às perdas, como no caso relatado.

É importante notar, contudo, que nem sempre os modelos serão úteis no combate às perdas. Particularmente, quando a incidência delas se dá de uma forma generalizada, dificilmente os modelos vão mostrar alguma anomalia, uma vez que, na distribuição das demandas nos nós, as perdas já estarão consideradas e distribuídas pela rede de maneira uniforme.

16.16 Calibração dos modelos

Quando se trabalha com modelos, a coerência do conjunto é o mais importante, pois cada atividade tem influência nas demais. Esta é mais uma etapa importante quando se trabalha com modelagem de sistemas existentes, seja para estudar sua ampliação, seja para elaboração de um Plano Diretor, ou outra finalidade. O sucesso dessa fase depende do cuidado com que são levantados os dados de campo.

16.16.1 A importância da calibração de um modelo

> "Ganhe confiança nos modelos fazendo-os concordar com as condições de campo. A calibração é sua melhor garantia de que o modelo representa o sistema real."
>
> (Strafaci, 1998, seção 1, p. 9)

Por mais que um algoritmo de cálculo possa ser rápido e preciso, nunca será possível representar as situações reais através de um método computacional, sem um mínimo de distorção. Não pelo método computacional em si, mas pela capacidade de medir as condições reais de campo. Os cálculos que envolvem os condutos forçados obrigam a assumir uma série de condições teóricas, que certamente diferem da realidade:

- atribui-se um valor para a rugosidade interna, embora, no caso das adutoras, se possa aproximar da realidade através de medições de campo, que também têm a imprecisão inerente ao processo e aos instrumentos utilizados na medição;

- supõe-se determinados consumos, ainda que se possa trabalhar com os dados reais de medição da empresa operadora. Os próprios aparelhos medidores (os hidrômetros) têm uma precisão variável conforme a vazão que por eles circula, o que é determinado pelos hábitos de consumo e pelas características das instalações internas do usuário, ou seja, variáveis não controladas pelo modelador;
- supõe-se uma determinada distribuição desse consumo, agrupando-os nos nós. Por mais cuidadosa que tenha sido essa tarefa, certamente não representa fielmente a situação real de consumo;
- normalmente, as perdas de carga localizadas na rede não são consideradas, o que não é integralmente conforme com a realidade;
- nem todas as redes e conexões estarão representadas nos modelos;
- as distâncias indicadas nos cadastros não serão nunca rigorosamente iguais às do campo;
- as próprias medições para aferir os resultados trazem embutida a imprecisão do medidor que está sendo utilizado.

Não se trata de um cuidado maior ou menor no trabalho, mas de limitação da própria tecnologia, que leva sempre o modelo a ser diferente da situação real. Calibrar um modelo é torná-lo o mais próximo possível da realidade que ele pretende representar.

16.16.2 O processo de calibração

Quando se faz um projeto de um sistema a ser inteiramente implantado, não existe a etapa da calibração, pois todo o conjunto está sendo projetado e não há dados de campo para comparar com os resultados do modelo. No entanto, depois de construído o sistema, à equipe de operação caberá o trabalho de calibração, tornando o modelo seu instrumento de trabalho.

Basicamente são três as preocupações que o modelador deve ter para o máximo de aproximação da realidade, a partir de quando o modelo começa a ser construído. Um início descuidado causará certamente um processo de calibração muito trabalhoso e lento. São elas:

- levantamento de dados de campo – o levantamento do cadastro técnico, com diâmetros corretos, interligações bem conhecidas, dados de bombas conhecidos (às vezes poderá ser necessário levantá-los, pois o equipamento pode ser antigo e pode não haver garantia de que os dados de placa sejam reais, ou, o que é pior, pode nem ao menos existir a placa que identifique o fabricante e o modelo da bomba), cotas dos pontos principais (reservatórios, interligações, estações elevatórias, válvulas, hidrantes), forma e volume dos reservatórios etc. Além

disso, deve ser levantada a distribuição dos consumos nos nós, o que pode ser feito a partir dos dados do operador, ou da assunção de valores para consumo *per capita*, sendo particularmente importantes os grandes consumos localizados, normalmente fatores de maior influência do que a eventual estimativa incorreta da rugosidade. Esta deve ser uma das mais cuidadosas operações. No processo de calibração, a primeira providência é a verificação de como os dados foram obtidos e se são confiáveis. Diferenças significativas entre os resultados de um modelo e as medições de campo só podem advir de duas fontes: erros grosseiros de cadastro ou estimativas incorretas dos parâmetros aqui citados (demandas, rugosidade, cotas, esquemas de entrada e saída de reservatórios, dados de bombas, dentre outros). Esta última fonte de erros (estimativas) é inevitável, como já descrito anteriormente, daí a importância do processo de calibração. Os erros grosseiros, por outro lado, são inaceitáveis. Num sistema em que o operador não consiga fornecer informações básicas corretas, é pouco provável que o modelo apresente resultados satisfatórios;

- levantamento de dados operacionais – informações sobre registros operados regularmente (parcialmente fechados), controles automatizados de "liga/desliga" de elevatórias, sejam eles comandados por níveis de reservatório ou por outra variável qualquer, além de eventuais manobras regulares que existam na rotina operacional, capazes de influenciar as medições de pressão, devem ser conhecidas, para que o modelador possa representá-las corretamente no modelo;
- medições de pressão e vazão em pontos-chave – destinam-se a compará-las com os resultados do modelo, que é a calibração propriamente dita. Essas medições de campo não devem ser restritas àquelas correspondentes à operação normal. Muitas vezes, uma incorreção no modelo não aparece para as condições correntes, pois é pouco sensível a pequenas variações, mas fica evidente quando se estressa o sistema, isto é, quando se faz circular por ele uma vazão significativamente superior à de operação normal. Sempre que for possível, é desejável a obtenção de medição de pressões ou outra variável, para uma situação de maior vazão. Isso pode ser conseguido através de descargas controladas em hidrantes ou mesmo registros de descarga. A dificuldade que pode existir é que essas descargas, com a finalidade de "estressar" o sistema, devem ter sua vazão medida, assim como a pressão residual nos pontos da rede utilizados para a calibração. A Figura 16.39 ilustra uma curva comparativa de pressões medidas em diversos pontos da rede, no funcionamento normal, com as pressões calculadas pelo modelo.

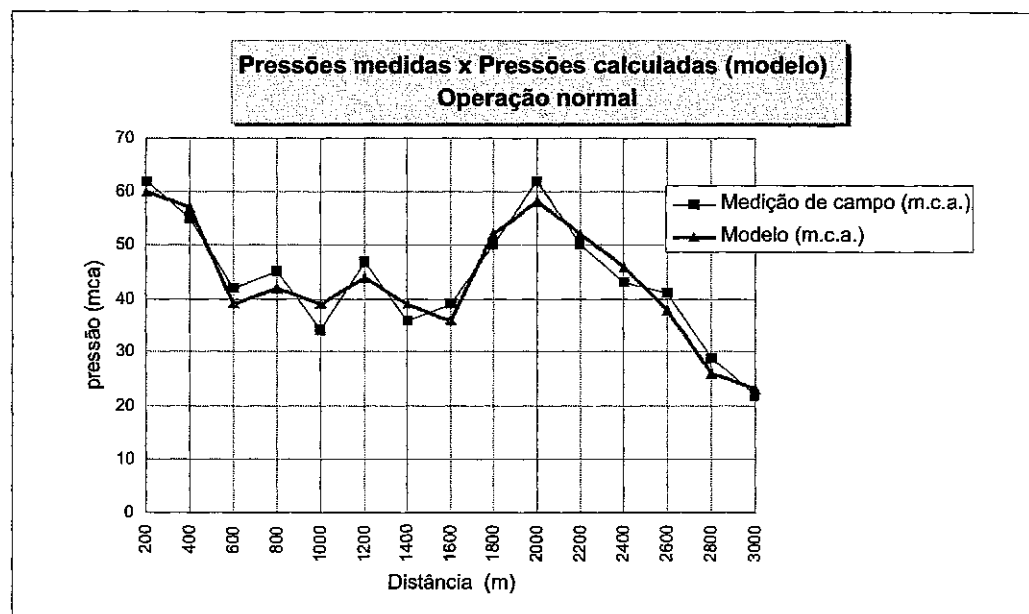



Figura 16.39 - Operação normal

Analisando as condições de funcionamento normal, pode-se inferir que o modelo está representando relativamente bem a realidade. Quando se "estressa" a rede, usando uma descarga, por exemplo, aumentando significativamente a vazão em relação à vazão de operação normal, a diferença entre as pressões calculadas pelo modelo e as medidas em campo fica mais acentuada, mostrando que há um problema a ser resolvido, aproximadamente a uma distância de 2 km da referência considerada. A Figura 16.40 mostra claramente a diferença entre os valores medidos e calculados.

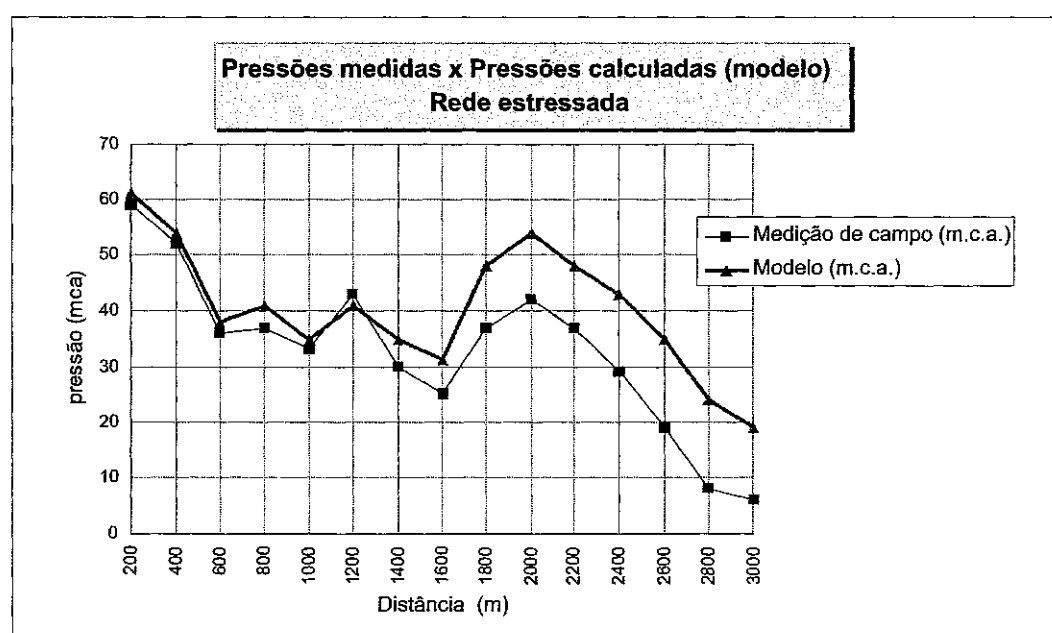



Figura 16.40 - Sistema com descargas abertas ("estressado")

O problema que está causando essa diferença pode ser um erro de cadastro, uma avaliação incorreta da rugosidade das tubulações, demandas incorretamente atribuídas nos nós, uma operação de "manobra de registro" não informada pela unidade operacional etc. Descobrir o que está causando a diferença e corrigir o modelo é uma tarefa nem sempre fácil, mas que precisa ser realizada, ou o modelo não terá utilidade.

16.16.3 O que fazer para aproximar o modelo da realidade

Pode-se dizer que calibrar um modelo hidráulico é um misto de arte, ciência e trabalho de investigação. A perspicácia do modelador e a sua experiência contribuem em muito para o êxito do processo.

Ultimamente vêm sendo desenvolvidos programas de computador capazes de fazer um número enorme de tentativas, comparando cada uma delas com um resultado previamente estabelecido como aceitável (normalmente uma margem de erro) e alterando cada tentativa, em função do resultado da anterior. São os chamados algoritmos genéticos, que alguns *softwares* comerciais já fornecem, buscando facilitar o trabalho da calibração.

De qualquer forma, não pode ser considerada aceitável uma calibração que assuma valores pouco prováveis. Os resultados devem ser compatíveis com as medições de campo. Por exemplo, um coeficiente C igual a 20 não pode ser aceito. É preciso investigar outras possibilidades de erro no modelo (por exemplo, um registro fechado nas proximidades daquele trecho, uma desconexão no modelo, enfim, uma inconsistência mais grosseira).

Teoricamente, o que se deve procurar no processo de calibração, esgotadas as verificações mais simples, são as divergências nas perdas de carga. A Figura 16.41 ilustra o problema.

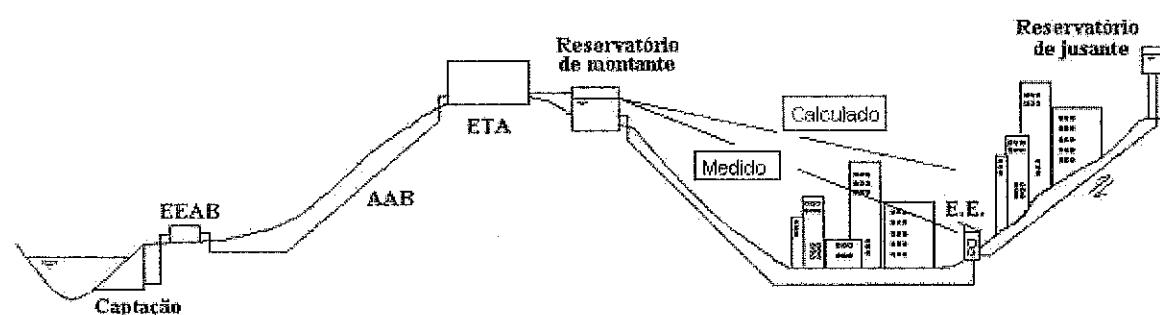



Figura 16.41 - Esquema típico de um sistema de distribuição e a linha de carga

Na situação mostrada na Figura 16.41, extraída do capítulo 2 - "Concepção de instalações para o abastecimento de água" (Figura 2.30), se as medições de campo

indicarem pressões, ao longo de um determinado caminhamento, inferiores ao esperado, é provável que as demandas para o trecho estejam subdimensionadas no modelo. A situação contrária, pressões medidas superiores às calculadas, indicariam o oposto.

É importante enfatizar que o modelador deve estar atento às diversas possibilidades para explicar as diferenças entre o modelo e a realidade, quando do processo de calibração. Por isso, é recomendável que os modeladores sejam engenheiros experientes ou por eles sejam adequadamente assistidos. A identificação das causas mais prováveis das diferenças e sua correção é que farão o modelo ser de fato representativo da realidade e ter utilidade.

Níveis de reservatórios também podem ser utilizados como parâmetro para calibração, assim como vazões em trechos da rede. Entre todos, a pressão é o parâmetro mais usado para calibração de modelos, pela maior familiaridade e simplicidade de medição.

Além das pressões, também a qualidade da água pode ser utilizada como parâmetro para a calibração dos modelos. É, todavia, um procedimento que exige uma experiência do modelador muito maior, uma fonte de dados (cadastro técnico) confiável, e um sistema no qual as intervenções na rede para manutenção não sejam tão frequentes como ocorre nos sistemas brasileiros. No caso do cloro residual, o coeficiente de "decaimento" utilizado no modelo a partir de ensaios de laboratório certamente será afetado por esses procedimentos. Não é um método para aqueles que estão se iniciando no processo de modelagem.

16.17 Simulação da qualidade da água

Embora originalmente este tenha sido o objetivo principal do desenvolvimento do EPANET, como consta em Rossman (2000, p. iii – Foreword), os procedimentos para esse tipo de análise requerem não só um conhecimento sólido do funcionamento dos modelos, mas de outras informações não usualmente encontradas nos cadastros e memórias de operação dos sistemas públicos de abastecimento de água. Para obtê-las, torna-se necessário realizar ensaios de laboratório e de campo, para a determinação dos parâmetros que influenciam nas reações químicas que ocorrem no seio da massa líquida e entre esta e as paredes das tubulações.

Além disso, é preciso analisar com cuidado o modo de funcionamento dos reservatórios, para modelar o tipo de reação que neles deverá ocorrer, se de mistura completa, ou de fluxo em pistão (ver capítulo 13 – "Reservação", item 13.5 – "Qualidade de água nos reservatórios").

A idade da água constitui-se num dos pontos críticos para a determinação das concentrações das substâncias que se deseja analisar. A Figura 16.42 mostra um relatório gráfico, de um modelo construído no EPANET, das regiões de um sistema distribuidor que apresentavam idades superiores a 48 h (quase sempre isso acontece nos pontos extremos, por falta de fechamento de anéis).

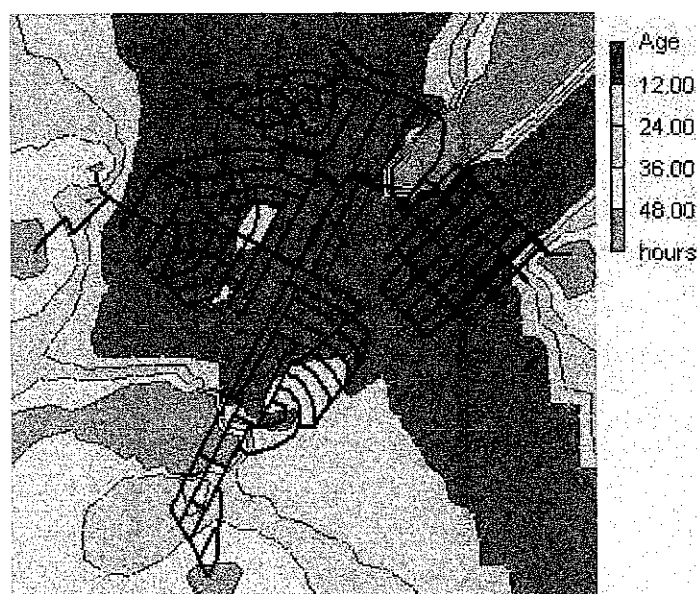



Figura 16.42 - Modelo em escala (Idade da água superior a 48 horas)

Após o estudo da rede com o auxílio do modelo, foram feitas algumas interligações, garantindo uma melhor circulação da água no sistema distribuidor, o que resultou na eliminação do problema, proporcionando condições para uma melhor qualidade de água distribuída naquelas regiões. É o que está mostrado no mesmo tipo de relatório, do mesmo sistema, na Figura 16.43.

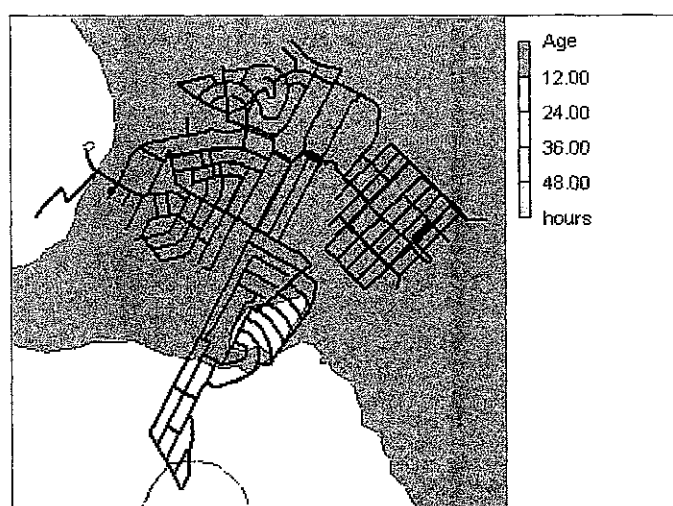



Figura 16.43 - Modelo em escala (Idade da água inferior a 24 horas)

Também é possível analisar a concentração de água de uma determinada origem em relação à outra, quando existe mais de uma fonte de abastecimento no sistema. A Figura 16.44 mostra o modelo de um sistema de abastecimento de água com duas fontes (ETA-01 e ETA-02).

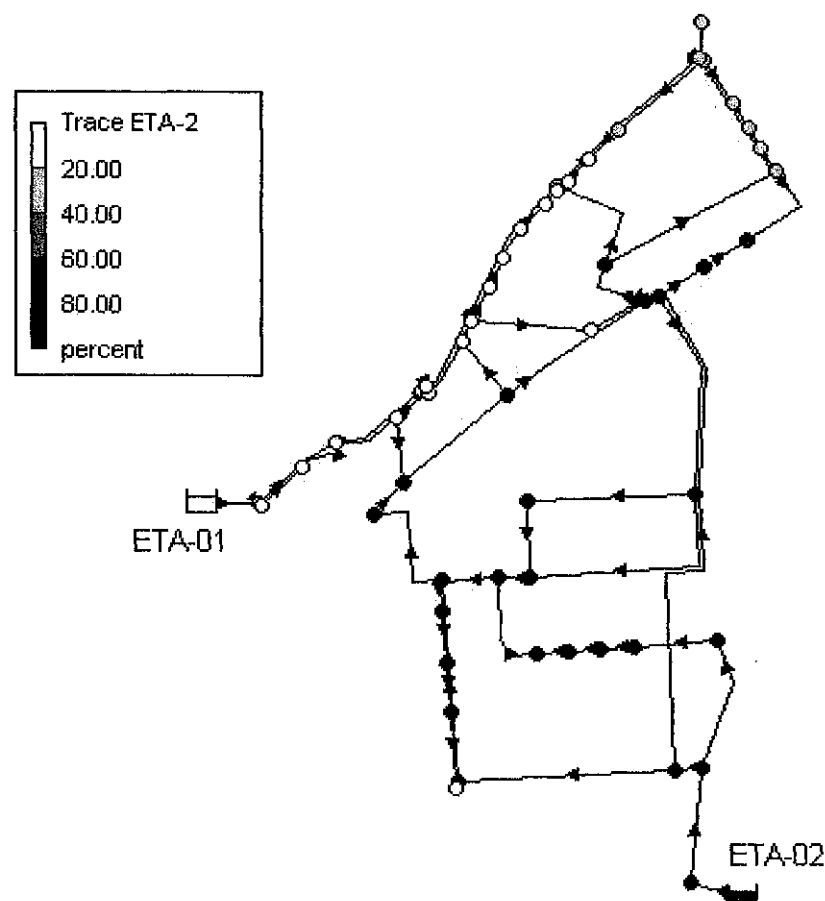



Figura 16.44 - "Influência" de cada uma das fontes nos nós, em percentual

Para esse tipo de simulação, utiliza-se o artifício de atribuir a uma das fontes (um nó no modelo) o parâmetro de qualidade "traço" igual a 100. O modelo (foi utilizado para este exemplo o EPANET) "trata este nó como uma origem constante de um constituinte não reativo, que entra na rede com uma concentração de 100" (Rossman, 2000, p. 46 e Rossman, 2002, p. 42).

Como consequência, o relatório gráfico mostra os percentuais da fonte escolhida como igual a 100 e da outra igual a zero, ou valores intermediários nas regiões onde há mistura de água dos dois sistemas, com os respectivos percentuais, como mostrado nas Figuras 16.44 e 16.45.

O relatório gráfico para uma "rodada" desse modelo em período estendido (EPS – Extended Period Simulation, como aparece nos modelos de língua inglesa), ou simulação dinâmica, mostra as zonas de influência de cada fonte (Figura 16.45).

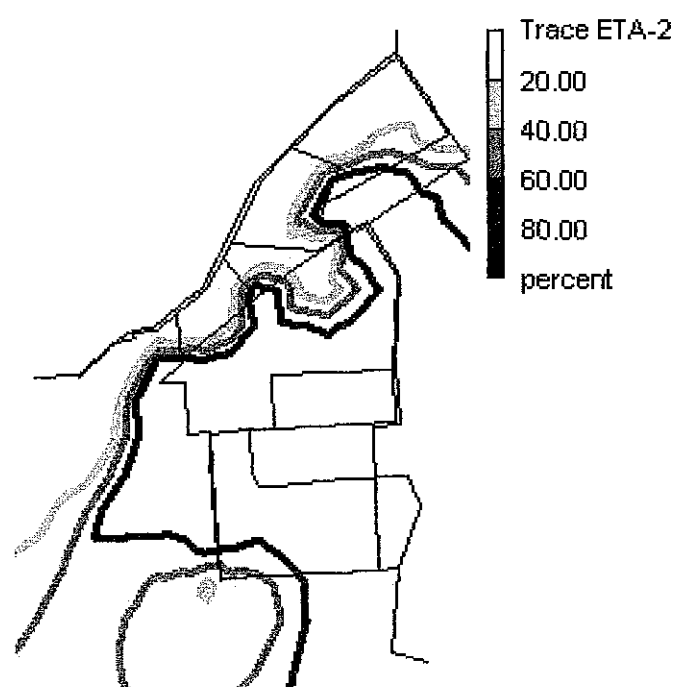



Figura 16.45 - A mesma situação anterior com áreas de influência

Esse módulo (qualidade) utiliza o Modelo de Lagrange para o cálculo das características da água, na medida em que ela se desloca ao longo do sistema, e não está detalhado neste capítulo, por fugir ao escopo do livro.

Essas análises são particularmente úteis na elaboração de um plano para coleta de amostras, que sejam estatisticamente representativas em um determinado sistema de abastecimento público de água. O procedimento para esse tipo de análise está detalhado nos manuais dos modelos simuladores. Para o aprofundamento do tema, o leitor poderá valer-se da bibliografia citada no final do capítulo.

16.18 Considerações finais

É bastante difícil nos dias atuais, de fortes e intensas mudanças nos padrões tecnológicos, fazer previsões de longo prazo. No entanto, é de se esperar que a utilização dos modelos de simulação hidráulica, como de outros modelos computacionais de forma geral, venha a se tornar cada vez mais comum no dia a dia dos engenheiros.

Todavia, é de suma importância entender que, por mais poderosas que essas ferramentas venham a se tornar, jamais poderão prescindir de uma análise inteligente

de um engenheiro experiente. Seria um erro grosseiro dos administradores imaginar que os modelos, com sua interface cada vez melhor com os cadastros e com as medições de campo em tempo real, possam reduzir a necessidade de técnicos de alto gabarito. Ao contrário, o custo dos simuladores e da elaboração de modelos coerentes com a realidade será certamente ressarcido com folga pela melhor qualidade do planejamento, dos projetos e do funcionamento dos sistemas, e não pela redução de custo com bons profissionais.

Embora os computadores tendam a tornar os cálculos praticamente à prova de erros, nada substituirá a genialidade humana. Só ela é capaz de fazer as escolhas mais apropriadas para cada situação.

Referências e bibliografia consultada

MACINTYRE, Archibald J. *Bombas e instalações de bombeamento*. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987. 782 p.

MEADOWS, Michael E.; WALSKI, Thomas M. *Computer applications in hydraulic engineering*. Exton: Haestad Press, 1999. 316 p.

ROSSMAN, Lewis. *A Epanet 2 user's manual*, National Risk Management Research Laboratory; U.S. Environmental Protection Agency, Set., 2000. 200 p.

ROSSMAN, Lewis. *Epanet 2 em português*. Tradução e adaptação pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 2002. 231 p.

STRAFACI, Adam M. *et al*. *Essential hydraulics and hydrology*. Exton: Haestad Press, 1998. 160 p.

TODINI E.; PILATI S. *A Gradient method for the analysis of pipe networks*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPUTER APPLICATIONS FOR WATER SUPPLY AND DISTRIBUTION, Leicester Polytecnic. 1987.

WALSKI, Thomas M. *et al*. *Water distribution modeling*. Exton: Haestad Press, 2001. 441 p.

WALSKI, Thomas M. *et al*. *Advanced water distribution modeling and management*. Exton: Haestad Press, 2003. 751 p.

Capítulo 17

Gerenciamento de perdas de água

Ernani Ciríaco de Miranda

17.1 Introdução

As elevadas perdas de água tornaram-se um dos maiores problemas dos sistemas de abastecimento brasileiros. Contribuem para tal situação, entre outros motivos, a baixa capacidade institucional e de gestão dos sistemas; a pouca disponibilidade de recursos para investimentos, sobretudo em ações de desenvolvimento tecnológico na rede de distribuição e na operação dos sistemas; a cultura do aumento da oferta e do consumo individual, sem preocupações com a conservação e o uso racional; e as decisões pragmáticas de ampliação da carga hidráulica e extensão das redes até áreas mais periféricas dos sistemas, para atendimento aos novos consumidores, sem os devidos estudos de engenharia.

Assim sendo, a adequada gestão dos sistemas de abastecimento de água deve ter, dentre suas diversas atividades, o gerenciamento das perdas, estratégico para a sobrevivência dos operadores. Combater e controlar as perdas é uma questão fundamental, em cenários em que há, por exemplo: escassez de água e conflitos pelo seu uso; elevados volumes de água não faturados, comprometendo a saúde financeira do operador; um ambiente de regulação, em que os indicadores que retratam as perdas de água estão entre os mais valorizados para a avaliação de desempenho.

O gerenciamento das perdas exige, antes de mais nada, o seu conhecimento pleno. Identificar e quantificar corretamente as perdas constitui-se em ferramenta essencial e indispensável para a implementação de ações de combate. Nesse contexto, as inovações tecnológicas facilitam a identificação e possibilitam medições cada vez mais precisas dos volumes de água perdidos. A redução dos custos dos equipamentos,

na medida em que se difundem as novas tecnologias, amplia o acesso para um número maior de operadores.

Cabe destacar, no entanto, o contexto amplo em que se insere a problemática das perdas de água em sistemas de abastecimento. O gerenciamento das perdas deve ser visto como parte da gestão integrada dos recursos hídricos no âmbito das unidades de bacia, em que outros usuários participam como tomadores de água do sistema natural. Sob a ótica da conservação da água e como parte integrante de um conjunto de medidas ambientais de longo prazo, as ações de redução e controle das perdas devem levar em conta o planejamento da oferta e da demanda, considerando a disponibilidade de água bruta e o fornecimento de água tratada. Portanto, as ações inserem-se não somente no âmbito restrito dos sistemas de abastecimento, mas sobretudo no contexto mais amplo da conservação da água bruta na bacia.

Ainda sob a ótica ambiental, os desperdícios nos sistemas prediais devem estar incluídos como objeto das ações de combate às perdas, sendo necessário que o gerenciamento não se limite ao seguimento estrito da área de atuação do operador. Se considerado apenas dentro desse limite, o gerenciamento das perdas demonstra sua maior preocupação com os aspectos comerciais, que, embora justa, inibe os aspectos sociais da atividade, por desconsiderar a abrangência na qual o problema se insere.

Em que pese a importância de tais afirmações, o tratamento integral da questão não é objeto do presente capítulo, pois exigiria o aprofundamento de temas relevantes, que por si só já seriam suficientes para compor um livro específico. Assim, este capítulo limita-se a abordar questões relativas às perdas de água nos sistemas públicos de abastecimento.

Antes, porém, de detalhar os aspectos selecionados para este capítulo, referentes ao gerenciamento de perdas de água em sistemas públicos de abastecimento, é importante ilustrar a situação dos índices de perdas no Brasil e em alguns países do mundo. Segundo dados do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento - SNIS (PMSS, 2004), no ano de 2003 o indicador de perdas de faturamento, ou águas não faturadas, teve um valor médio no Brasil de 39,4%.

A análise dos resultados do SNIS 2003, segundo o tipo de prestador de serviços, permite observar que, entre as companhias estaduais, apenas quatro das 25 apresentaram índices inferiores a 30% e, dessas, somente duas tiveram perdas inferiores a 25%. Por outro lado, houve um número expressivo dessas companhias com perdas muito elevadas: sete superiores a 50%, das quais três apresentaram valores próximos dos 70%. Na média de todo o subconjunto de companhias estaduais, o índice médio foi de 39,3%.

Para os serviços municipais, houve também diferenças significativas entre os valores do indicador de perdas de faturamento, que variou de menos de 20%, em 83 casos, a outros 24 superiores a 60%, com uma média de 40% para os serviços prestados por

entes de direito público, de 36,6% para o subconjunto de serviços organizados como entes de direito privado e de 48,5% para as empresas privadas.

No cenário internacional, verifica-se também uma faixa bastante variada de valores para o índice de águas não faturadas, entretanto, com valores mínimos bem menores que aqueles verificados no Brasil. Segundo dados apresentados por Lambert (2001), referentes ao relatório internacional da *International Water Association - IWA*, ano base 2000, os valores do índice de águas não faturadas, pesquisados em operadores de diversos países, apresentaram os resultados mostrados na Tabela 17.1.

Tabela 17.1 - Índice de águas não faturadas (ANF) em operadores de diversos países

País	ANF	País	ANF
Malásia	36,4	Portugal	18 a 58
Itália	30 a 40	Noruega	40
Coreia	29,3	Dinamarca	7,6
Finlândia	12 a 25	Tailândia	38,8
França	10 a 30	Hungria	5 a 37
Polônia	10 a 20	EUA	5 a 37

Fonte: LAMBERT (2001)

17.2 Componentes das perdas de água

As perdas de água em sistemas de abastecimento correspondem aos volumes não contabilizados, incluindo os volumes não utilizados e os volumes não faturados. Tais volumes distribuem-se em perdas reais e perdas aparentes, sendo tal distribuição de fundamental importância para a definição e hierarquização das ações de combate às perdas, e também para a construção dos indicadores de desempenho.

Os termos "perdas físicas" e "perdas não físicas", empregados no Brasil, respectivamente, expressam o mesmo conteúdo dos termos "perdas reais" e "perdas aparentes", mais adotados no cenário internacional. Do ponto de vista do significado estrito dos conceitos que tais expressões representam, entende-se como mais adequado o uso dos termos "perdas reais" e "perdas aparentes", o que será feito na sequência do presente capítulo.

As perdas reais correspondem aos volumes decorrentes de vazamentos e extravasamentos nas unidades do sistema, desde a captação até a distribuição, mais os volumes utilizados de forma inadequada na operação de tais unidades, provocando consumos superiores ao estritamente necessário, dentre estes últimos destacando-se a descarga para limpeza de rede de distribuição e a lavagem de filtros em estações de tratamento de água.

PRODUÇÃO		
VPROm *(macromedido)*	**VPRO** *(volume de água produzido)*	**VDIS** *(volume de água disponibilizado para distribuição)*
VPROnm *(não macromedido)*		
VTIMm *(macromedido)*	**VTIM** *(volume de água tratada importado)*	
VTIMnm *(não macromedido)*		

DISTRIBUIÇÃO		
VTEXm *(macromedido)*	**VTEX** *(volume de água tratada exportado)*	**VCAU** *(volume de água de consumo autorizado total)*
VTEXnm *(não macromedido)*		
VCONm *(micromedido)*	**VCON** *(volume de água consumido)*	
VCONnm *(não micromedido)*		
VOPE *(ver legenda)*	**VCNF** *(volume de água de consumo autorizado não faturado)*	
VREC *(ver legenda)*		
VESP *(ver legenda)*		
VCNA *(ver legenda)*	**VPAP** *(volume de perdas aparentes de água)*	**VPAG** *(volume de perdas totais de água)*
VCMC *(ver legenda)*		
VVAZ *(ver legenda)*	**VPRE** *(volume de perdas reais de água)*	
VOEX *(ver legenda)*		

FATURAMENTO		
VTEX *(volume de água tratada exportado)*	**VFAT** *(volume de água faturado)*	**VFAT** *(volume de água faturado)*
VFATm *(micromedido)*		
VFATnm *(não micromedido)*		
VOPE *(ver legenda)*	**VCNF** *(volume de água de consumo autorizado não faturado)*	**VANF** *(volume de água não faturado)*
VREC *(ver legenda)*		
VESP *(ver legenda)*		
VCNA *(ver legenda)*	**VPAP** *(volume de perdas aparentes de água)*	
VCMC *(ver legenda)*		
VVAZ *(ver legenda)*	**VPRE** *(volume de perdas reais de água)*	
VOEX *(ver legenda)*		

Figura 17.1 - Modelo de balanço de águas para uso em sistemas brasileiros

VOPE: volume de água para usos operacionais; VREC: volume de água recuperado; VESP: volume de água para usos especiais; VCNA: volume de água de consumo não autorizado; VCMC: volume de água de consumo mal contabilizado; VVAZ: volume de água de vazamentos nas redes; VOEX: volume de água de usos operacionais extraordinários.

Nota: Os campos sombreados correspondem aos volumes de perdas.

Fonte: MIRANDA (2002)

O monitoramento contínuo da vazão mínima noturna representa a melhor ferramenta para quantificação das perdas reais. Há, na literatura, vasto material teórico e prático sobre o assunto, não apenas conceituando o tema, mas também oferecendo o roteiro básico para a avaliação da vazão mínima noturna. Dentre estes trabalhos pode-se citar Gonçalves (1998), que apresenta uma discussão sobre a interpretação da vazão mínima noturna e sua aplicação como referência do nível de perdas de uma determinada área em análise. Ressalta-se que, nos locais onde há intermitência no fornecimento de água, normalmente o abastecimento ocorre à noite e, portanto, nesse caso, o consumo noturno não fornece dados confiáveis sobre perdas.

Além dos métodos de avaliação já citados, pode-se ainda avaliar as perdas reais a partir da estimativa de volumes perdidos em vazamentos, segundo três tipos distintos (com base em Lambert, 2002):

- vazamentos inerentes (juntas e fissuras, não detectáveis) - vazões muito pequenas, porém contínuas (geralmente < 0,25 m^3/h);
- rompimentos e vazamentos comunicados (reclamações dos consumidores, notificação dos próprios funcionários do operador etc.) - vazões elevadas, mas geralmente de curta duração;
- rompimentos e vazamentos não comunicados (detectáveis por intermédio de pesquisas regulares de vazamentos) - vazões moderadas e duração que depende da intensidade do controle de vazamentos.

Na avaliação e controle das perdas, deve-se ter em conta que alguns fatores em especial exercem influência sobre as mesmas, destacando-se: a extensão da tubulação; a quantidade de ligações; a pressão de operação da rede e as condições da infraestrutura (qualidade, tipo de material e idade da tubulação; qualidade da construção; condições da operação e manutenção; qualidade da água etc.). Dentre todos, o fator mais importante, com forte influência, é a pressão de operação da rede. Como se sabe, a vazão Q que escoa através de um orifício de área A varia com a pressão P elevada à potência N (igual a 0,5) e com um coeficiente de descarga Cd:

$$Q = Cd \times A \times (2gP)^{0,5}$$

No entanto, testes realizados no Reino Unido, Japão, Brasil e outros países têm demonstrado que os vazamentos podem variar com a pressão em uma relação maior que a raiz quadrada. Isto se deve ao fato de que a área efetiva (Cd x A) dos orifícios onde ocorrem os vazamentos também pode variar com a pressão, em função principalmente do tipo de material empregado na canalização (o melhor exemplo são os tubos de PVC). Assim, ao ampliar a área efetiva do orifício, a vazão é aumentada numa relação superior à raiz quadrada de P, de forma que o coeficiente N pode variar de 0,50 a 2,50.

Por fim, cabe destacar a importância da determinação do nível econômico eficiente das perdas. Como é de conhecimento no setor de saneamento, esse nível não corresponde

a um valor "zero", pois a partir de determinado índice os investimentos necessários à sua redução deixam de ser viáveis economicamente. A Figura 17.2 mostra um gráfico genérico, que ilustra dois níveis das perdas do ponto de vista econômico.

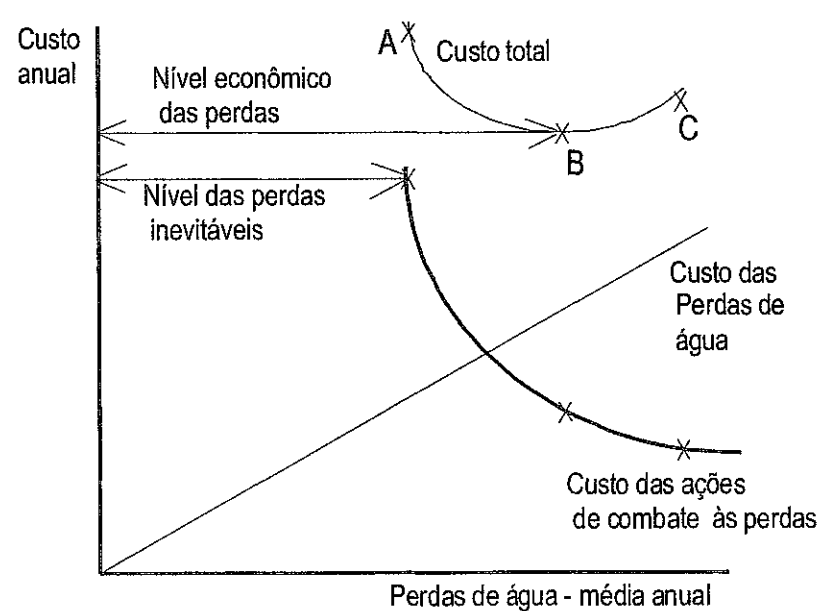



Figura 17.2 - Nível econômico eficiente do gerenciamento das perdas
Fonte: Modificado de LAMBERT *et al.* (1999)

Observa-se que um dos pontos — nível das perdas inevitáveis — corresponde àquele em que os custos das ações de combate elevam-se significativamente, sem que a redução correspondente das perdas seja também significativa. O outro — nível econômico das perdas — representa o ponto de mínimo valor da curva de custos totais, cujo respectivo nível de perdas é o de melhor desempenho econômico. Tal situação ocorre quando o custo total para redução de uma unidade de perdas supera o custo de ampliação da mesma unidade na produção de água.

17.4 Indicadores de perdas

A análise de estudos existentes sobre o tema em questão evidencia a grande quantidade de indicadores de perdas de água adotados no cenário nacional e internacional. Em Miranda (2002), pode ser visto o resultado de ampla pesquisa realizada especificamente sobre indicadores de perdas de água. A pesquisa mostra que o principal problema com o qual se depara é a falta de linguagem uniforme, tanto nos termos e suas definições quanto nas fórmulas adotadas, dificultando a comparação de desempenho.

Conquanto essa constatação seja importante, merece destaque, no entanto, o fato de que os indicadores não são propostos com o objetivo exclusivo de comparação de desempenho. Muitos têm uma função gerencial, para planejamento, formulação de linhas de ação para combate às perdas e controle de metas; ou operacional, para contribuir no gerenciamento da demanda ou na detecção de fugas e usos operacionais excessivos, por exemplo. Nesses casos, as terminologias e equações de cálculo devem ser adequadas às especificidades do sistema de água em análise, sem necessariamente estarem atreladas a uma padronização nacional ou internacional.

Por exemplo: um determinado indicador usa em sua fórmula a extensão total de rede; entretanto, o operador não dispõe dessa informação, pois falta a extensão dos ramais prediais. Nessa situação, é perfeitamente aceitável que ele utilize a extensão da rede sem incluir os ramais. Outro exemplo: um determinado indicador exclui das perdas de água os volumes de usos autorizados não faturados; entretanto, o operador decide por uma postura gerencial mais conservadora e prefere não excluir tais volumes do indicador. Essa é também uma decisão perfeitamente aceitável.

Quando se tratar, no entanto, da utilização do indicador para comparação de desempenho, este deve obedecer a formulações padronizadas, e precisa retratar, ao máximo, condições uniformes de funcionamento dos sistemas que estão sendo comparados. Nesse sentido, percebem-se duas correntes que, de formas distintas, buscam alcançar a homogeneidade da informação.

Uma das correntes propõe a utilização de indicadores compostos por variáveis que, em tese, permitem a uniformização das condições operacionais de sistemas, os quais, na maioria das vezes, funcionam em condições diferentes. É o caso de indicadores que incorporam no cálculo os chamados fatores de escala — extensão de rede e quantidade de economias ou ligações — e/ou a pressão de operação das redes. O exemplo mais recente desse tipo é o Indicador de Vazamentos da Infraestrutura - IVIN, mostrado na Tabela 17.2 e sobre o qual se trata mais adiante.

A outra corrente aponta para a utilização de um conjunto de indicadores que se complementam e permitem a análise integral das condições operacionais dos sistemas, ou seja, além do indicador que retrata as perdas propriamente ditas, são utilizados indicadores complementares que refletem as condições operacionais, tais como indicadores de macro e micromedição, indicador de consumo médio, indicador de ligações inativas, dentre outros.

Em ambos os casos, para uma adequada avaliação das perdas, recomenda-se a utilização de indicadores segundo três níveis distintos, em função das dificuldades de obtenção dos dados que os compõem e dos objetivos da avaliação que se pretende fazer. Assim, os indicadores devem ser classificados em níveis básico, intermediário e avançado, de acordo com as seguintes definições (com base em Silva *et al.*, 1988):

- nível básico: composto por indicadores derivados de informações técnicas mínimas, exigíveis de todos os sistemas indistintamente; fornece uma síntese da eficiência e da eficácia do operador;
- nível intermediário: composto por indicadores derivados de informações técnicas específicas mais refinadas do que as utilizadas nos indicadores do nível básico; permite um conhecimento mais pormenorizado que os indicadores do nível básico, para uma análise mais profunda;
- nível avançado: composto por indicadores derivados de informações técnicas que, adicionalmente aos atributos das anteriores (níveis básico e intermediário), envolvem um grande esforço de monitoramento e controle operacional, utilizando técnicas e equipamentos mais sofisticados; são indicadores com maior detalhe específico, relevantes para a gestão do operador.

Considerando a possibilidade de se adotar os conceitos de uma ou outra das correntes citadas, e tendo por base uma ampla análise dos indicadores pesquisados em diversos estudos nacionais e internacionais, Miranda (2002) apresenta uma proposta padronizada com os indicadores que melhor representam as condições necessárias ao gerenciamento das perdas, seja como ferramenta de planejamento e controle operacional, seja como instrumento de avaliação de desempenho. Acompanha a proposta um glossário com a padronização de siglas, termos e definições. A proposta de Miranda é aqui reproduzida, sendo os indicadores apresentados nas Tabelas 17.2 e 17.3 e o glossário nas Tabelas de 1 a 5 do Apêndice.

No que diz respeito aos indicadores propostos, convém descrever em mais detalhes o Indicador de Vazamentos da Infraestrutura - IVIN, assim como ressaltar três questões importantes que merecem destaque e se referem: aos problemas com os indicadores expressos em percentual; ao equívoco do uso do indicador de perdas de faturamento como indicador de desempenho operacional; ao impacto do uso de caixas d'água domiciliares nas perdas aparentes.

(I) Quanto ao Indicador de Vazamentos da Infraestrutura - IVIN

A maior inovação em termos de indicadores de perdas é proposta por Lambert *et al.* (1999). Trata-se do indicador denominado Indicador de Vazamentos da Infraestrutura - IVIN (em inglês: *Infrastructure Leakage Index - ILI*). O conceito empregado reconhece que é impossível eliminar todas as perdas reais de um sistema de distribuição, mesmo em sistemas com ótimo gerenciamento de perdas. Assim, os autores estabelecem os Volumes de Perdas Reais Inevitáveis - VPRI (em inglês: *Unavoidable Annual Real Losses - UARL*), que correspondem à melhor estimativa do valor mínimo tecnicamente atingível.

Tabela 17.2 - Indicadores de perdas recomendados

Sigla	Nome	Unidade	Fórmula (*)
		Nível Básico	
IANF/V	Indicador de águas não faturadas por volume	%	VANF * 100 / VDIS VANF = VDIS - VFAT VDIS = VPRO + VTIM
IPAG	Indicador de perdas totais de água	%	VPAG * 100 / VDIS VPAG = VDIS - VCAU VCAU = VTEX + VCON + VCNF VCNF = VOPE + VREC + VESP
IPAG/L	Indicador de perdas totais de água por ligação	l/lig.dia	(VDIS - VCAU) / (QLAT * QDIA)
		Nível Intermediário	
IPRE/L	Indicador de perdas reais por ligação	l/lig.dia	VPRE / (QLAT * QDIA * T) VPRE = VVAZ + VOEX T = QTPR / (QDIA * 24)
IPAP/L	Indicador de perdas aparentes por ligação	l/lig.dia	VPAP / (QLAT * QDIA) VPAP = VCNA + VCMC
IANF/C	Indicador de águas não faturadas em termos de custo	%	[(VCNF + VPAP) * QTMA + (VPRE * QCMP)] / QDEX
		Nível Avançado	
IPRE/P	Indicador de perdas reais por ligação associado à pressão	l/lig.mca.dia	VPRE / (QLAT * QPME * QDIA)
IVIN	Indicador de vazamentos da infraestrutura**	-	VPRE / VPRI VPRI = [(18 * QEPR) + (0,8 * QLAT) + (25 * QERA)] * QPME / 1.000

VANF: volume de águas não faturadas; VDIS: volume de água disponibilizado para distribuição; VFAT: volume de água faturado; VPRO: volume de água produzido; VTIM: volume de água tratada importado; VPAG: volume de perdas totais de água; VCAU: volume de água de consumo autorizado total; VTEX: volume de água tratada exportado; VCON: volume de água consumido; VCNF: volume de água de consumo autorizado não faturado; VOPE: volume de água para usos operacionais; VREC: volume de água recuperado; VESP: volume de água para usos especiais; QLAT: quantidade de ligações ativas de água; QDIA: quantidade de dias; VPRE: volume de perdas reais de água; VVAZ: volume de água de vazamentos nas redes; VOEX: volume de água de usos operacionais extraordinários; QTPR: tempo de pressurização do sistema; VPAP: volume de perdas aparentes de água; VCNA: volume de água de consumo não autorizado; VCMC: volume de água de consumo mal contabilizado; QTMA: tarifa média de água; QCMP: custo médio assumido das perdas reais; QDEX: despesa de exploração; QPME: pressão média de operação da rede; VPRI: volume de perdas reais inevitáveis; QEPR: extensão da rede de água; QERA: extensão do ramal predial interno.

Notas: * Definições e unidades de medida das variáveis são apresentadas no glossário do Apêndice;
** LAMBERT *et al.* (1999)

Fonte: MIRANDA (2002)

Tabela 17.3 - Indicadores complementares recomendados

Sigla	Nome	Unidade	Fórmula (*)
	Nível Básico		
IMAC	Indicador da eficiência da macromedição	%	(VPROm + VTIMm) * 100 / VDIS
IHID	Indicador do nível de hidrometração	%	QLAM * 100 / QLAT
IMIC	Indicador da eficiência da micromedição	%	VCONm * 100 / VCON
ILIN	Indicador do nível de ligação inativa	%	QLIN * 100 / (QLAT + QLIN)
IOER	Indicador da oferta bruta de água por economia residencial	l/eco.dia	VDIS / (QERE * QDIA)
ICER	Indicador do consumo de água por economia residencial	l/eco.dia	VCON / (QERE * QDIA)
IREP	Indicador da quantidade de reparos por extensão de rede total	reparos/ km.dia	QREP / (QETR * QDIA)
	Nível Intermediário		
IRHI	Indicador da ineficiência no uso dos recursos hídricos	%	VPRE * 100 / (VCAP + VTIM)
IPRP	Indicador de perdas reais na produção	%	(VCAP - VPRO) * 100 / VCAP
IPRA	Indicador de perdas reais na adução	%	(VCAP - VADZ) * 100 / VCAP
IPTR	Indicador de perdas reais no tratamento	%	(VADZ - VPRO) * 100 / VADZ

VPROm: volume de água produzido macromedido; VTIMm: volume de água tratada importado macromedido; QLAM: quantidade de ligações ativas de água micromedidas; VCONm: volume de água consumido medido; QLIN: quantidade de ligações inativas de água; QERE: quantidade de economias ativas residenciais de água; QREP: quantidade de reparos realizados; QETR: extensão total da rede de água; VCAP: volume de água captado; VADZ: volume de água aduzido.

Nota: * As siglas que não constam na legenda apareceram na Tabela 17.2. Definições e unidades de medida das variáveis são apresentadas no glossário do Apêndice.

Fonte: MIRANDA (2002)

Dados pesquisados internacionalmente, em sistemas com ótimo gerenciamento de perdas, associados aos fatores locais com influência sobre as perdas reais, permitiram a quantificação de parâmetros para cada elemento de cálculo das perdas reais, possibilitando a determinação de uma equação para os VPRI. Os fatores locais considerados foram: a extensão da rede; a quantidade de ligações; a extensão média dos ramais, após a divisa do lote; a pressão média de operação da rede. Os elementos de cálculo das perdas reais foram: os vazamentos inerentes; os rompimentos e vazamentos comunicados; os rompimentos e vazamentos não comunicados. A equação final para os VPRI, já mostrada na Tabela 17.2, é:

$$VPRI = [(18 \times QEPR) + (0{,}8 \times QLAT) + (25 \times QERA)] \times QPME / 1.000$$

O IVIN corresponde à relação entre as perdas reais anuais correntes (VPRE) e as VPRI. Trata-se de um índice adimensional, que representa as condições de gerenciamento de toda a infraestrutura, em uma determinada pressão de operação da rede. Valores de IVIN próximos de 1 correspondem a um bom gerenciamento da infraestrutura e, à medida que o índice se afasta de 1, representam uma situação de gerenciamento em piores condições. Dadas as suas características, acredita-se que esse índice nivela todos

os fatores que interferem nas perdas reais e possibilita a efetiva comparação de desempenho entre sistemas e operadores.

(II) Quanto aos problemas com os indicadores expressos em percentual

Os indicadores de perdas de água expressos em percentual não são apropriados para comparação de desempenho, uma vez que são fortemente influenciados pelas variações do consumo. Exemplos analisados mostram que, para sistemas com mesmo volume de perdas, quanto maior o consumo, menor o valor das perdas em percentual. Nos casos em que ocorrem intermitências no sistema, com demanda reprimida em determinadas áreas, o comportamento do consumo é variável e pode ser desconhecido, afetando e fazendo flutuar os indicadores de perdas. Além disso, há também uma dificuldade da avaliação de metas futuras para as perdas, já que as variações no consumo impactam o indicador, independentemente de ter havido, efetivamente, redução ou aumento de perda.

O gráfico da Figura 17.3 ilustra a flutuação das perdas ao longo de 21 meses, decorrente da variação no consumo, sendo os 12 primeiros correspondentes ao ano de 2000 e os nove meses seguintes ao ano de 2001. Segundo Paracampos (2002), o crescimento do índice de perdas em percentual, no ano de 2001, decorreu do racionamento de água havido naquele ano, com a consequente redução do consumo, sem que tenha havido aumento nos volumes de perdas.

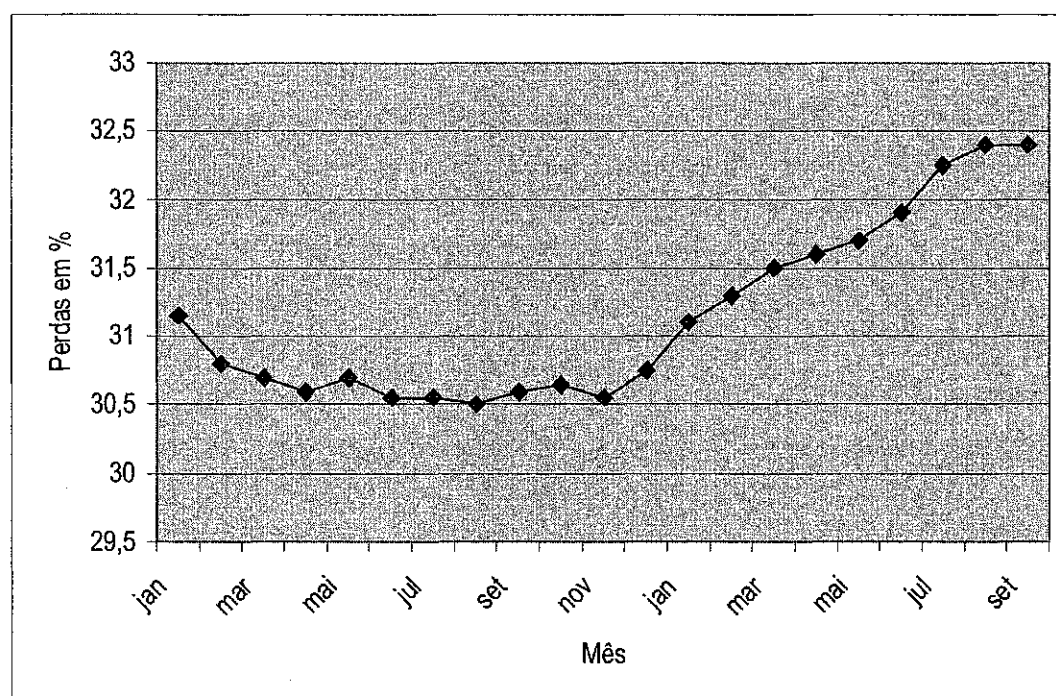



Figura 17.3 - Exemplo de flutuação do indicador de perdas em percentual, no sistema da Região Metropolitana de São Paulo
Fonte: Modificado de PARACAMPOS (2002)

(III) Quanto ao equívoco do uso do indicador de perdas de faturamento, como indicador de desempenho operacional

O "Índice de Perdas de Faturamento" — o mais tradicional indicador de perdas adotado no Brasil — embora tenha um nome que sugira perdas do ponto de vista financeiro, na prática é utilizado para tratar de perdas de água. Essa é uma forma equivocada, pois os critérios de faturamento, adotados de forma quase unânime no Brasil, fazem com que sejam comuns volumes faturados maiores que os consumidos. O principal critério que provoca tal situação é a cobrança de um volume mínimo, normalmente maior ou igual a 10 m³ / economia x mês, mesmo nos casos em que os volumes consumidos sejam menores.

Essa situação foi constatada por Miranda (2002) em pesquisa realizada em vários sistemas brasileiros. A Figura 17.4 mostra o resultado de um dos sistemas pesquisados, em que o volume faturado é 13,1% maior que o volume consumido.

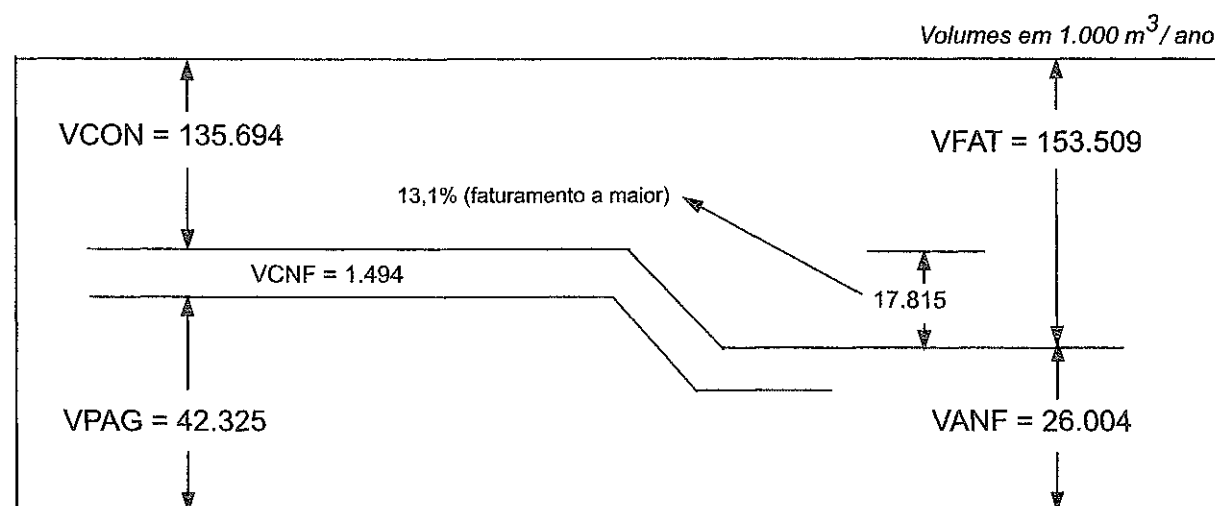



Figura 17.4 - Representação esquemática: volumes consumidos *versus* volumes faturados

VCON: volume de água consumido; VCNF: volume de água de consumo autorizado não faturado; VPAG: volume de perdas totais de água; VFAT: volume de água faturado; VANF: volume de água não faturado.
Fonte: MIRANDA (2002)

Outra boa ilustração para a situação exposta pode ser observada no exemplo a seguir. Seja um sistema com 100 economias, das quais 50 com consumo médio de 5 m³ no mês e as outras 50 com consumo médio de 20 m³ no mês, num sistema tarifário que considera 10 m³ / economia x mês como volume mínimo de faturamento. Suponhamos que o volume disponibilizado para distribuição seja de 2.000 m³ e que tanto esse volume quanto os volumes consumidos sejam todos medidos, para não entrar em detalhes que não interessam ao exemplo.

No caso hipotético em questão, o volume consumido é, pois, de 50 x 5 + 50 x 20 = 1.250 m³, o que corresponde a uma perda de água em percentual de 37,5% (750/2.000). Por sua vez, o volume faturado é igual a 50 x 10 + 50 x 20 = 1.500 m³, o que, para o

mesmo volume disponibilizado para distribuição, mostra uma perda de faturamento de 25% (500/2.000).

No mesmo exemplo, caso sejam empreendidas ações de redução das perdas aparentes, obtendo-se um aumento nos volumes micromedidos na faixa abaixo do volume mínimo de faturamento, de tal forma que nessa faixa o consumo médio passe para 8 m^3 / economia no mês, o volume consumido sobe, então, para 1.400 m^3 (50 x 8 + 50 x 20) e a perda de água em percentual passa a ser igual a 30% (600/2.000). De outro lado, não há qualquer redução nas perdas de faturamento, que continuam em 25%, pois o volume mínimo adotado na cobrança continua o mesmo.

Portanto, são comuns no Brasil situações em que, para um mesmo sistema, o indicador de perdas de faturamento resulte em valor inferior ao indicador de perdas de água, fazendo com que do ponto de vista da avaliação do desempenho operacional, o "Índice de Perdas de Faturamento" seja um indicador inadequado. Ele deve ser utilizado para avaliação do desempenho comercial/financeiro, nunca para avaliar desempenho operacional.

(IV) Quanto ao impacto do uso de caixas d'água domiciliares nas perdas aparentes

Nos sistemas que utilizam caixas d'água domiciliares, como é o caso dos serviços brasileiros, ao invés de abastecimento direto da rede, a submedição dos hidrômetros aumenta, devido ao fato de que, em determinados períodos do abastecimento, a vazão que passa pelo medidor encontra-se em faixas inferiores à mínima especificada para o aparelho. Essa situação ocorre quando as chaves controladoras de nível (chaves-boia) estão próximas do fechamento. Estudos desenvolvidos no Brasil e no exterior apontam, neste caso, para uma submedição dos hidrômetros nunca inferior a 10% do volume consumido.

Assim, os sistemas com predomínio de caixas d'água nos domicílios apresentam volumes de perdas aparentes maiores que aqueles onde o abastecimento é direto da rede. Essa situação dificulta a comparação de desempenho entre os sistemas com essas duas características.

Ressalte-se, no entanto, que essa constatação não deve ser confundida com uma proposta de não utilização de caixas d'água domiciliares, sobretudo no Brasil, onde há grande quantidade de sistemas com intermitência no abastecimento. Além disso, o uso das caixas d'água é importante do ponto de vista da redução dos custos de implantação das redes de distribuição, na medida em que permite a adoção de menores coeficientes de reforço (K_1 e, sobretudo, K_2), reduzindo dimensões das tubulações e de outras unidades, como estações elevatórias.

17.5 Análise de credibilidade

Além do cálculo dos indicadores, recomenda-se que seja feita também uma análise da credibilidade dos dados, sem necessariamente aprofundar em análises estatísticas complexas, do tipo análise de confiabilidade, mas ao menos exercendo uma avaliação simplificada, que permita identificar os níveis de confiança ou de credibilidade dos dados. Sobre o assunto, Miranda (2002) apresenta vasto material teórico e prático, que inclui metodologia simplificada para cálculo dos erros prováveis e modelo de validação dos dados e indicadores de perdas.

Cada componente do balanço de águas possui uma margem de erro, que, quando acumulada, pode corresponder a um valor significativo. O grau de credibilidade está diretamente relacionado aos erros e à confiança dos dados. Esta, por sua vez, está associada à qualidade dos registros e à adequação dos procedimentos e métodos de cálculo.

Os volumes empregados na avaliação de perdas resultam de medições (grandezas reais) ou de extrapolações (grandezas estimadas), quando não se dispõe de aparelhos de medição. Além dos volumes, envolvem-se ainda na avaliação das perdas alguns dados físicos dos sistemas, obtidos em cadastros (quantidade de ligações de água, por exemplo) ou em sistemas de controle (quantidade e velocidade dos reparos de vazamentos, por exemplo), nos quais também há medições e extrapolações.

A medição corresponde, na prática, a um valor estimado, que equivale à melhor estimativa que pode ser feita da grandeza. Esta pode ser ligeiramente maior ou menor do que o valor obtido. A determinação da faixa de valores dentro da qual se avalia que a grandeza se situe, com um especificado nível de confiança, corresponde ao primeiro passo da avaliação de credibilidade. Para caracterizar essa faixa de valores, emprega-se o termo "erro", que caracteriza tanto os erros prováveis do medidor como também os da medição. No caso do medidor, tem-se o erro típico admissível para uma determinada faixa de trabalho, obtido em calibrações de bancada e, na maioria das vezes, especificado pelo fabricante em seus catálogos. Quando se trata da medição, o intervalo é mais abrangente e incorpora os erros de todo o processo, cujas fontes são, além do próprio medidor (erros decorrentes da calibração e das condições ambientais), também aquelas devidas à instalação, operação, manutenção e leitura.

Para a grandeza real não obtida em medidores, mas em sistemas de controle — como o cadastro comercial, por exemplo —, incluem-se os erros decorrentes das atividades de atualização, da tecnologia e da qualidade da mão de obra, dentre outros. Em relação à grandeza estimada, incorporam-se os erros devidos à deficiência da base de dados e dos critérios empregados nas extrapolações.

Cabe ressaltar que um maior ou menor erro nos dados não implica em mudanças nos valores das perdas, ou seja, a análise não altera os resultados dos indicadores. Há, na verdade, uma complementação da informação, que reflete a credibilidade dos indicadores calculados.

Para a avaliação dos erros dos volumes de perdas, a partir de erros individuais conhecidos dos componentes da equação de cálculo das perdas, uma alternativa recomendada é a raiz quadrada da soma do quadrado dos desvios padrões individuais, conforme exemplificado na Tabela 17.4, em que os erros individuais dos componentes do balanço de águas são estimados pela equipe de operação dos sistemas, para um limite de confiança de 95%.

Tabela 17.4 - Cálculo do erro, utilizando o desvio padrão quadrático

Sigla	Nome	Volume	Erro (+/-)	Desvio padrão (+/-)	Desvio padrão ao quadrado
		PRODUÇÃO			
VDIS	Volume de água disponibilizado para distribuição	179.513,1	8,7%	15.573,4	242.531.033,9
		DISTRIBUIÇÃO			
VCONm	Volume de água consumido medido	135.149,9	9,8%	13.244,3	175.411.460,8
VCONnm	Volume de água consumido não medido	547,8	25,0%	137,0	18.755,3
VCON	Volume de água consumido VCONm + VCONnm	135.693,7 →	9,8%	← 13.245,0	← 175.430.216,1
VOPE	Volume de água de usos operacionais	53,8	50,0%	26,9	722,5
VREC	Volume de água recuperado	620,2	27,5%	171,8	29.509,9
VESP	Volume de água de usos especiais	820,5	50,0%	410,2	168.288,7
VCNF	Volume de consumo de água autorizado não faturado (VOPE + VREC + VESP)	1.494,4 →	29,8%	← 445,6	← 198.521,0
VCAU	Volume de água de consumo autorizado (VCON + VCNF)	137.188,1 →	9,7%	← 13.252,5	← 175.628.737,1
		VOLUMES DE PERDAS			
VPAG	Volume de perdas totais de água VDIS – VCAU	42.325,1 →	48,3%	← 20.449,0	← 418.159.771,0

Volume e desvio padrão em 1.000 m³/ano; erro para limite de confiança de 95%.
Nota: As setas indicam a direção de cálculo.
Fonte: MIRANDA (2002)

O resultado aponta um erro provável para o VPAG de 48,3%, demonstrando o conceito no qual se insere o método do desvio padrão quadrático, que é o de avaliar o efeito cumulativo dos erros parciais. Ao utilizar a soma do quadrado dos desvios padrões de cada dado, o método demonstra que, mesmo os pequenos erros relativos, quando aplicados sobre grandes volumes, provocam um forte impacto sobre os volumes residuais (as perdas). O método tende a ressaltar as discrepâncias e, obviamente, a ampliar os erros observados nas quantidades medidas, refletindo erros dos volumes residuais mais realistas.

Uma vez determinados, os erros prováveis, transformados de percentuais em coeficientes (por exemplo: erro provável de 10% transforma-se em fator de credibilidade de 0,90), correspondem aos fatores que servem de base para a análise de credibilidade, ou seja, para a validação ou não dos dados, de importância fundamental na análise das perdas, principalmente quando se trata da comparação com outros sistemas. Para fazer cumprir esse objetivo, propõe-se as condições de validação dos dados para quatro diferentes faixas de variação dos fatores, com base em proposta de Silva *et al.* (1998), apresentada na Tabela 17.5. A aplicação desse modelo é recomendada nos casos em que as condições dos sistemas possibilitam apenas a utilização de indicadores dos níveis básico e intermediário.

Tabela 17.5 - Proposta de escala de credibilidade dos dados

Faixa	Fator de credibilidade	Classificação	Condições de credibilidade dos dados
I	0,90 a 1,00	Muito confiável	Dado plenamente confiável, para fins de gerenciamento das perdas e de comparação de desempenho.
II	0,75 a 0,89	Confiável	Dado parcialmente confiável, com restrições sobre o uso para comparação de desempenho.
III	0,50 a 0,74	Pouco confiável	Aproximação de tendências, utilizável apenas para fixação imediata de prioridades internas, sem segurança sobre comportamentos futuros e inválida para fins de comparação de desempenho.
IV	0 a 0,49	Sem confiabilidade	Dado não utilizável; é o mesmo que não tê-lo.

Fonte: Modificado de SILVA *et al.* (1998)

17.6 Ações de combate às perdas de água

A solução definitiva para o problema das elevadas perdas de água em sistemas de abastecimento deve assegurar não somente a redução das perdas, mas sobretudo o seu controle e manutenção em níveis aceitáveis, com garantias de sustentabilidade no tempo. A experiência demonstra que, mais importante que as ações de engenharia, é o modelo de gestão adotado para o gerenciamento das perdas. Assim, o primeiro passo deve ser a construção de um arranjo organizacional adequado, que envolva todas as áreas do prestador de serviços, uma vez que as perdas de água têm relação direta com as atividades desenvolvidas em praticamente todos os setores de um operador.

Tendo como base o trabalho desenvolvido por Lysa *et al.* (1995), pode-se traçar um roteiro básico de referência para o gerenciamento sustentável das perdas, o qual deve abranger as seguintes fases:

- **fase I**: corresponde ao diagnóstico da situação atual, feito com base na análise dos dados disponíveis, fornecidos pelo próprio operador, e na investigação de campo para atestar dados e verificar *in loco* a situação do sistema de abastecimento de água e das instalações administrativas e de apoio técnico;
- **fase II**: corresponde a um conjunto de ações desenvolvidas em uma área piloto, onde são feitas pesquisas de campo para identificação e avaliação das perdas, bem como implementadas ações de combate a elas, cujos resultados servem de base para a proposição de um plano global de ação para o operador;
- **fase III**: corresponde à proposição de ações de curto e médio prazos, com previsão de custos, estimativa dos benefícios e avaliação econômico-financeira.

A primeira atividade deve ser uma espécie de reconhecimento do problema. Deve-se analisar e interpretar, a partir de informações e subsídios fornecidos pelo operador: (I) os sistemas de macro e micromedição implantados; (II) os procedimentos da área comercial (leitura de consumo, consolidação de dados, faturamento, cadastro de consumidores etc.); (III) o sistema de informações gerenciais (registro, coleta e tratamento de dados, incluindo controle dos volumes operacionais e das correções de vazamentos etc.).

Em seguida são previstas atividades de investigação *in loco*, contemplando, no mínimo, as seguintes: (I) coleta de informações; (II) vistoria técnica do setor de manutenção de hidrômetros, incluindo, evidentemente, a oficina; (III) vistoria da gerência comercial e análise do sistema informatizado da área, para conhecimento do processamento das contas, cadastro de usuários, critérios de faturamento etc.; (IV) caracterização da ocupação urbana em que se insere o sistema em análise, incluindo avaliação da demanda e da oferta de água; (V) elaboração de diagnóstico preliminar das perdas com base na compilação e análise dos dados/informações obtidos nas atividades anteriores.

Após, ou em paralelo às atividades anteriores, deve-se proceder a uma avaliação da organização do sistema de abastecimento de água e do operador. Inicialmente são analisadas as informações fornecidas pelo operador e, a partir delas, promovem-se as seguintes avaliações: (I) da estrutura organizacional do operador, incluindo as áreas administrativa e operacional; (II) do cadastro técnico das unidades componentes do sistema; (III) da política de operação e manutenção; (IV) das capacidades, especificações e estado de conservação geral das unidades do sistema. Para complementar essas avaliações, procede-se à investigação *in loco*, incluindo as seguintes atividades principais: (I) coleta de informações disponíveis; (II) levantamento e análise da situação organizacional; (III) análise das unidades que compõem o sistema; (IV) elaboração do diagnóstico operacional e organizacional, feito com base nas avaliações anteriores.

A área piloto prevista na fase II deve apresentar as características necessárias ao desenvolvimento da metodologia de adequação do operador, no tocante à redução e controle das perdas. Pode ser um sistema completo de um operador que atua em vários sistemas, ou parte de um sistema maior, neste caso coincidente com um ou mais setores de distribuição ou setores comerciais.

As atividades da área-piloto devem abranger, desde o processo de medição, investigação, análise e diagnóstico, até a implantação de ações de combate às perdas, cujos resultados servirão de base para o seu gerenciamento global. Entre as atividades previstas para o desenvolvimento na área-piloto incluem-se: (i) adequação da macromedição; (ii) compilação e ordenamento dos dados de micromedição; (iii) pesquisa das ligações típicas; (iv) pesquisa de vazamentos visíveis e invisíveis; (v) pesquisa da influência do nível de hidrometração; (vi) pesquisa de hidrômetros instalados; (vii) análises complementares; e (viii) plano de ação para combate às perdas na área piloto.

Além dessas, convém destacar a importância da preparação dos cadastros técnicos e comerciais, como atividade estratégica de "pré-capacitação" ao controle de perdas.

Os resultados das investigações de campo servirão de subsídios estatísticos para a extrapolação dos mesmos, orientando a revisão do diagnóstico preliminar das perdas, elaborado na fase anterior. Da mesma forma, os resultados das ações de combate às perdas deverão comprovar, ou não, a eficiência das ações propostas, e servirão de base para a definição de ações de curto e médio prazos, inclusive fornecendo subsídios para a previsão de custos e análise de benefícios.

As ações de curto e médio prazos, objeto da fase III, correspondem a um plano de combate às perdas, normalmente coincidente com as ações da área-piloto, porém com a abrangência de todo o sistema em análise. Assim sendo, pode-se apontar como eficazes, dentre outras, as seguintes ações:

- no campo da gestão: (i) mudanças na estrutura da organização, associadas a um modelo apropriado de gestão; (ii) mudanças de comportamento do corpo de dirigentes, gerencial e técnico; (iii) implementação de sistema de informações gerenciais; (iv) treinamento e capacitação de pessoal; (v) implementação de instrumentos de sustentabilidade; (vi) participação do gerenciamento das perdas no orçamento da organização;
- no campo da engenharia: (i) melhoria da macro e micromedição; (ii) setorização da rede e controle de pressão; (iii) melhoria operacional; (iv) melhoria ou implantação de sistema de telemetria; (v) pesquisa de vazamentos visíveis e invisíveis; (vi) controle e agilidade na correção dos vazamentos;
- no campo comercial: (i) pesquisa das ligações típicas; (ii) melhorias no sistema comercial; (iii) pesquisa contínua de ligações clandestinas; (iv) investigação de fraudes e de ligações inativas; (v) medição e controle dos consumos autorizados e não faturados.

Apêndice - Glossário

Tabela 1 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - volumes de produção

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
VCAP	Volume de água captado	m^3	Volume de água medido e/ou estimado na(s) saída(s) da(s) captação(ões) ou entrada(s) do(s) sistema(s) de adução, proveniente da captação de água bruta.	
VADZ	Volume de água aduzido	m^3	Volume de água medido e/ou estimado na(s) entrada(s) da(s) ETA(s) ou UTS(s), ou diretamente nos sistemas de adução e distribuição, proveniente da captação de água bruta.	
VPRO	Volume de água produzido	m^3	Volume de água disponível para consumo, compreendendo a água captada pelo operador e a água importada bruta, ambas tratadas na(s) unidade(s) de tratamento do operador, medido e/ou estimado na(s) saída(s) da(s) ETA(s) ou UTS(s). Inclui também os volumes de água bruta que sejam disponibilizados para consumo sem tratamento, medidos na(s) entrada(s) do sistema de distribuição.	Divide-se em macromedido - VPROm - e não macromedido - VPROnm
VTIM	Volume de água tratada importado	m^3	Volume de água potável, com qualidade para pronta distribuição, recebido de outra(s) área(s) de serviço e/ou de outro(s) agente(s) produtor(es).	Divide-se em macromedido - VTIMm - e não macromedido - VTIMnm
VDIS	Volume de água disponibilizado para distribuição	m^3	Volume total de água que é introduzido no sistema de adução ou diretamente na rede de distribuição. Corresponde ao somatório dos volumes produzido e tratado importado.	VPRO + VTIM

ETA: estação de tratamento de água; UTS: unidade de tratamento simplificado
Fonte: MIRANDA (2002)

Tabela 2 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - volumes de distribuição

(continua)

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
VTEX	Volume de água tratada exportado	m^3	Volume de água potável, com qualidade para pronta distribuição, fornecido para outra(s) área(s) de serviço e/ou para outro(s) agente(s) distribuidor(es).	Divide-se em macromedido - VTEXm - e não macromedido - VTEXnm
VCONm	Volume de água consumido medido	m^3	Volume de água registrado nas ligações providas de medidores. Não inclui os consumos autorizados não faturados.	
VCONnm	Volume de água consumido não medido	m^3	Volume de água que corresponde à estimativa de consumo para as ligações não providas de medidores, feita a partir dos volumes medidos em áreas com as mesmas características e para as mesmas categorias de usuários da área estimada. Não inclui os consumos autorizados não faturados.	
VCON	Volume de água consumido	m^3	Volume de água consumido por todos os usuários autorizados, compreendendo os consumos medido e não medido. Não inclui os consumos autorizados não faturados.	VCONm + VCONnm
VOPE	Volume de água para usos operacionais	m^3	Volume de água utilizado como insumo operacional, para desinfecção de adutoras e redes, para testes hidráulicos de estanqueidade e para limpeza de reservatórios, de forma a assegurar o cumprimento das obrigações estatutárias do operador (particularmente aquelas relativas à qualidade da água). São volumes plenamente conhecidos do operador, que variam em função da natureza do evento e das características da parte do sistema envolvido.	Os volumes que excedem o consumo estritamente necessário são considerados perdas de água (compõem as perdas reais - VPRE).
VREC	Volume de água recuperado	m^3	Volume de água recuperado em decorrência da detecção de ligações clandestinas e fraudes, com incidência retroativa dentro do período da análise. Informação estimada em função das características das ligações eliminadas, baseada nos dados de controle comercial - ganho recuperado e registrado com a aplicação de multas.	

Tabela 2 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - volumes de distribuição

(conclusão)

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
VESP	Volume de água para usos especiais	m^3	Volume de água utilizado para usos especiais, enquadrando-se, nesta categoria, os consumos dos prédios próprios do operador, os volumes transportados por caminhões-pipa, os consumidos pelo corpo de bombeiros, os abastecimentos realizados a título de suprimentos sociais, como para favelas e chafarizes, por exemplo, os usos para lavagem de ruas e rega de espaços verdes públicos, e os fornecimentos para obras públicas. De preferência, os usos considerados neste item devem ser medidos e controlados.	Este volume pode ser faturado ou não, de acordo com a prática local. Nos casos em que for faturado, o mesmo não deve ser considerado neste ítem, mas sim nos volumes consumidos (VCON) e faturados (VFAT).
VCNF	Volume de água de consumo autorizado não faturado	m^3	Volume de água cujo consumo é autorizado, porém não faturado, compreendendo os volumes de usos operacionais, recuperados e de usos especiais.	VOPE + VREC + VESP
VCAU	Volume de água de consumo autorizado total	m^3	Volume total de água consumido por usuários registrados, pela própria entidade gestora e por outros que estejam implícita ou explicitamente autorizados pelo operador a fazê-lo, para usos domésticos, comerciais, públicos e industriais. Inclui a água exportada. Corresponde ao somatório dos volumes consumido, tratado exportado e de consumo autorizado não faturado.	VTEX + VCON + VCNF

Fonte: MIRANDA (2002)

Tabela 3 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - volumes de faturamento e de perdas

(continua)

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
			FATURAMENTO	
VFAT	Volume água faturado	m^3	Volume de água faturado pelo sistema comercial do operador, compreendendo volumes medidos, presumidos, estimados e contratados, mais os consumos mínimos cobrados mediante tarifa fixa. Inclui o volume de água tratada exportado.	Divide-se em medido - VFATm - e não medido - VFATnm. VFATm + VFATnm + VTEX
			PERDAS DE ÁGUA	
VCNA	Volume de água de consumo não autorizado	m^3	Volume de água consumido sem autorização, incluindo usos em ligações clandestinas, furto e usos ilícitos diversos. O volume deve corresponder à melhor estimativa possível.	
VCMC	Volume de água de consumo mal contabilizado	m^3	Volume de água consumido mas não contabilizado, devido à imprecisão ou mau funcionamento dos medidores, omissões e erros de leitura, regras comerciais de limitação do consumo e política de estornos. O volume deve corresponder à melhor estimativa possível.	Este volume contabiliza todos os tipos de imprecisões associadas às medições da água produzida e da água consumida. Inclui as imprecisões decorrentes da submedição dos hidrômetros na vazão mínima, muito comum nos sistemas que utilizam caixas d'água domiciliares.
VPAP	Volume de perdas aparentes de água	m^3	Volume de perdas aparentes de água referente aos consumos não autorizados e/ou mal contabilizados.	Não se confundem com os consumos autorizados não faturados. Também denominadas, no Brasil, de perdas não físicas. VCNA + VCMC; ou VDIS - VCAU - VPRE
VVAZ	Volume de água de vazamentos nas redes	m^3	Volume de água de vazamentos e rompimentos nas adutoras, redes e ramais prediais, até o ponto de medição do usuário, com o sistema em pressão.	

Tabela 3 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - volumes de faturamento e de perdas

(conclusão)

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
VOEX	Volume de água de usos operacionais extraordinários	m^3	Volume de água destinado à operação da rede e reservatórios, que tem caráter incidental. Corresponde a extravasões ocasionais em reservatórios, a comportas mal fechadas, a usos operacionais superiores ao estritamente necessário etc., com o sistema em pressão.	
VPRE	Volume de perdas reais de água	m^3	Volume de perdas físicas de água no sistema em pressão, até o ponto de medição do usuário, referente aos usos operacionais extraordinários e aos vazamentos na redes.	VOEX + VVAZ; ou VDIS - VCAU - VPAP
VPAG	Volume de perdas totais de água	m^3	Volume de perdas de água que corresponde ao somatório das perdas reais (vazamentos e usos operacionais extraordinários) e perdas aparentes (consumos não autorizados e mal contabilizados).	VPAP + VPRE; ou VDIS - VCAU
VANF	Volume de água não faturado	m^3	Volume de água que corresponde à diferença entre o volume disponibilizado para distribuição e o consumo autorizado faturado (incluindo água tratada exportada). Inclui não só as perdas reais e aparentes, mas também o consumo autorizado não faturado.	VCNF + VPAP + VPRE; ou VDIS - VFAT

Fonte: MIRANDA (2002)

Tabela 4 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - dados de cadastro

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
QLAT	Quantidade de ligações ativas de água	lig	Quantidade de ligações ativas de água, providas ou não de medidores, que contribuem para o faturamento. Ligações ativas são aquelas que estão em pleno funcionamento.	
QLAM	Quantidade de ligações ativas de água micromedidas	lig	Quantidade de ligações ativas de água providas de medidores com funcionamento regular, que contribuem para o faturamento. Ligações ativas são aquelas que estão em pleno funcionamento.	
QLIN	Quantidade de ligações inativas de água	lig	Quantidade de ligações inativas de água, providas ou não de medidores, que não contribuem para o faturamento. Ligações inativas são aquelas que, embora cadastradas, não estão em pleno funcionamento.	
QERE	Quantidade de economias ativas residenciais de água	eco	Quantidade de economias residenciais ativas de água, que contribuem para o faturamento. Economias ativas são aquelas que estão em pleno funcionamento.	O termo "economias" não é utilizado no cenário internacional. Aquele que mais se aproxima do conceito brasileiro é "domicílios".
QEPR	Extensão da rede de água	km	Extensão de adutoras e redes de distribuição, não incluídos os ramais prediais.	
QETR	Extensão total da rede de água	km	Extensão total de adutoras, redes de distribuição e ramais prediais, até o ponto de medição.	
QERA	Extensão do ramal predial interno	km	Extensão que corresponde ao somatório dos ramais prediais internos, entre a divisa frontal do lote e o ponto de medição do cliente, referentes às ligações ativas.	No Brasil esta extensão é pouco significativa e pode ser adotada igual a zero.
QREP	Quantidade de reparos realizados	reparos	Quantidade de reparos efetuados nas adutoras, redes de distribuição e ramais prediais, até o ponto de medição.	
QPME	Pressão média de operação da rede	mca	Pressão de operação na rede, correspondente à média noturna, quando o sistema está em pressão.	

Fonte: MIRANDA (2002)

Tabela 5 - Glossário dos dados que compõem os indicadores recomendados - dados operacionais

Sigla	Nome	Unidade	Definição	Composição / Comentários
QTPR	Tempo de pressurização do sistema	horas	Quantidade de horas em que o sistema está em pressão, no período considerado na análise. Interrupções devidas a avarias imprevistas do sistema, a reparações correntes ou a trabalhos de reabilitação não devem ser consideradas para este indicador. Em muitos sistemas intermitentes, as interrupções do abastecimento não são simultâneas em toda a rede. Quando há subsistemas abastecidos em períodos diferentes, a informação tem de ser calculada individualmente para cada um, sendo o resultado a média ponderada com base no número de ramais de cada subsistema.	
QDEX	Despesa de exploração	US$	Custos totais de operação e manutenção, incluindo custos de pessoal, serviços de terceiros, energia elétrica, produtos químicos, taxas e impostos, custos da água importada, e outras despesas.	
QTMA	Tarifa média de água	US$/m^3	Tarifa média de água para consumidores diretos (residenciais, comerciais, industriais e públicos), excluídas receitas de venda de água no atacado.	
QCMP	Custo médio assumido das perdas reais	US$/m^3	Corresponde ao custo marginal de longo prazo, relativo às origens próprias de água.	
QDIA	Quantidade de dias	dia	Quantidade de dias correspondente aos volumes trabalhados.	

Fonte: MIRANDA (2002)

Referências e bibliografia consultada

BRASIL. Ministério das Cidades. Programa de Modernização do Setor de Saneamento – PMSS. *Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2003*. Brasília: Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada, 2004.

GONÇALVES, E. *Metodologias para controle de perdas em sistemas de distribuição de água*: Estudo de Caso da CAESB. 1998. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1998.

LAMBERT, A. International Report on Water Losses Management and Techniques. In: IWA CONFERENCE, 2001, Berlin, Deutschland. 2001.

LAMBERT, A. Monitoramento, medição, controle e indicadores de perdas - metodologia IWA. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE REDUÇÃO E CONTROLE DE PERDAS DE ÁGUA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA, 2002, Salvador. [*Anais eletrônicos*...]. Salvador, 2002.

LAMBERT, A.; BROWN, T. G.; TAKIZAWA, M.; WEIMER, D. A. Review of performance indicators for real losses from water supply systems. *Aqua*, v. 48, n. 6, p. 227-237, 1999.

LYONNAISE DES EAUX SERVICES ASSOCIÉS / ETEP CONSULTORIA E CBF – INST. MANUT. E CONSTRUÇÃO LTDA. *Programa de Desenvolvimento Operacional para os Sistemas de Abastecimento de Água de: Campo Grande, Dourados, Corumbá/ Ladário, Três Lagoas e Ponta Porã:* Proposta Técnica. Campo Grande: Empresa de Saneamento do Mato Grosso do Sul S/A – SANESUL, 1995.

MIRANDA, E. C. *Avaliação de perdas em sistemas de abastecimento de água:* Indicadores de perdas e metodologias para análise de confiabilidade. 2002. 193 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

PARACAMPOS, F. J. F. Indicadores de perdas na Região Metropolitana de São Paulo*:* a aplicação da proposta da IWA. In: ENCONTRO TÉCNICO SOBRE REDUÇÃO E CONTROLE DE PERDAS DE ÁGUA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA, 2002, Salvador. [*Anais eletrônicos*...]. Salvador, 2002.

SILVA, R. T.; CONEJO, J. G. L.; MIRANDA, E. C.; ALVES, R. F. F. *Indicadores de perdas nos sistemas de abastecimento de água – DTA A2*. Programa de Combate ao Desperdício de Água – PNCDA. Brasília: Ministério do Planejamento e Orçamento, Secretaria de Política Urbana, 1998. 70 p.

Capítulo 18

Gestão dos serviços

Léo Heller

18.1 Introdução

Para que um serviço de abastecimento de água atinja seu objetivo final de atender à população de forma universal, com qualidade e protegendo a saúde das pessoas, seria insuficiente apenas obedecer aos requisitos técnicos, conforme exposto em capítulos anteriores. De nada vale um sistema concebido de forma apropriada, projetado e construído segundo as técnicas modernas e mesmo operando adequadamente, se o serviço não se organiza para assegurar sua **sustentabilidade**.

Para ilustrar essa ideia, apresenta-se a Tabela 18.1, mostrando o que o – Programa das Nações Unidas para Assentamentos Humanos – UN-Habitat (2003) considera como as causas que contribuem para um abastecimento de água e um esgotamento sanitário inadequados.

Conforme se observa na tabela, as limitações para um abastecimento de água seguro — e também para um esgotamento sanitário adequado, que quase sempre apresenta condicionantes comuns — passam por fatores que não são relacionados apenas às soluções técnicas. Majoritariamente, as restrições localizam-se na inexistência de políticas nacionais e locais adequadas, na ausência de planejamento visando à universalização dos serviços, em uma política tarifária imprópria e que não garanta acesso dos pobres aos serviços, na desarticulação com as políticas urbanísticas etc.

Tabela 18.1 - Causas de um abastecimento de água e um esgotamento sanitário inadequados em áreas urbanas

Causas subjacentes (ação nos níveis regional, nacional e internacional)	Causas contribuintes (ação no nível da cidade ou do município)	Causas proximais (ação no nível domiciliar ou da vizinhança)
• Governos nacionais não proveem apoio (por opção política, pelo efeito do endividamento etc). • Agências internacionais não proveem apoio.	• Escassez de água. • Rápido crescimento populacional, superando o esforço para a provisão dos serviços. • Instituições locais (municipais) inefetivas. • Recusa das instituições em atuar nos assentamentos informais.	• Limitada capacidade dos moradores em pagar pelos serviços. • Situação ilegal de assentamentos. • Limitações das moradias e comunidades em ações de autoconstrução das instalações (muitas vezes por indisponibilidade local de água).

Fonte: UN-Habitat (2003)

Pode-se sintetizar esse quadro como a necessidade de **sustentabilidade** dos serviços, a ser garantida por **instrumentos de gestão**, que, neste capítulo, são abordados em dois níveis:

- **modelos de gestão** (seção 18.2), representando o modelo institucional e legal segundo o qual o serviço se organiza;
- **práticas de gestão** (seção 18.3), significando as diversas práticas administrativas desenvolvidas no cotidiano do serviço, que possam assegurar a qualidade de sua prestação, de forma perene e atingindo os objetivos sociais a que se destina.

18.2 Modelos de gestão

18.2.1 Breve histórico da gestão dos serviços de saneamento no Brasil

Para se entender de forma conveniente a atual situação do saneamento no Brasil, é fundamental examinar a evolução da forma como o Estado brasileiro o encarou ao longo da história. Realizando essa análise, percebe-se que a maneira como os serviços foram assumidos pelo Estado variou muito ao longo dos tempos. Em geral, essa maneira foi consequência de fatores externos à lógica do próprio setor de saneamento, como em

preocupações associadas ao controle de doenças, que compreendiam a necessidade de boas condições de saneamento, bem como os processos econômicos, políticos, sociais e culturais que caracterizaram o modelo de desenvolvimento do país a cada época.

Basicamente, são identificados cinco distintos períodos na trajetória dos modelos para o saneamento no Brasil, conforme caracterizados na Tabela 18.2.

Conforme pode se verificar, houve uma progressiva alteração na forma como o saneamento é enxergado e assumido pelo Estado. Tais mudanças, de um lado, foram consequência dos vários aspectos da vida nacional e da visão de Estado predominante. Mas, por outro, a própria natureza assumida pela área de saneamento influencia outros setores e outros aspectos da qualidade de vida da população, a exemplo dos impactos na saúde e nas condições sociais e econômicas.

Na configuração mais recente, observa-se que, a partir da década de 1970, a área de saneamento reorganizou-se, com a implementação do Plano Nacional de Saneamento – PLANASA, que estabeleceu nova ordem na estruturação do setor. Esse plano, cuja concepção ainda exerce significativa influência na atual organização da área no Brasil, determinou mudanças no saneamento, segundo as seguintes perspectivas:

- no campo **conceitual**, ao restringir a definição do saneamento apenas como os serviços de abastecimento de água e de esgotamento sanitário;
- no campo **político**, ao transferir dos municípios para os estados, sobretudo na área de abastecimento de água, a responsabilidade pelos serviços, criando as companhias estaduais de saneamento;
- no campo **jurídico**, ao instituir que a transferência dessa responsabilidade dar-se-ia por contratos de concessão, entre os municípios (titulares dos serviços, segundo a Constituição vigente) e as companhias estaduais;
- no campo **financeiro**, ao definir uma fonte mais perene de financiamento das obras (o Fundo de Garantia do Tempo de Serviço - FGTS);
- no campo **econômico**, ao determinar a sustentação financeira dos serviços por meio do equilíbrio entre as despesas e as receitas, privilegiando a arrecadação por meio de tarifas suficientes, e o subsídio cruzado, ou seja, no âmbito dos estados os serviços com superávit deveriam compensar o déficit provocado por aqueles em que as despesas superam as receitas.

É importante localizar o PLANASA também no contexto da verdadeira "revolução urbana" pela qual o país passou. Em 30 anos, as cidades brasileiras passaram de uma população de 52 milhões de habitantes, em 1970, representando 56% do total, para 138 milhões de habitantes em 2000, passando a corresponder a 81%, em um impressionante crescimento de 86 milhões de novos habitantes, que demandam e reivindicam serviços de saneamento.

Tabela 18.2 - Períodos característicos da trajetória histórica do saneamento no Brasil e principais aspectos presentes

CARACTERÍSTICA	PERÍODO				
	1° - séc XVI a meados do séc. XIX	2° - 1850-1910	3° – 1910-1950	4° - 1950–1969	5° - a partir da década de 1970
Relação saneamento-saúde	• Forte: indígenas. • Fraca: europeus.	• Forte: interdependência sanitária. • Elites (reformas urbana e sanitária). • Fraca: massas populares.	• Forte: população urbana. • Crescente para a população dos sertões: educação sanitária.	• Fraca: coletivo (saneamento para viabilizar a produção). • Dicotomia saneamento-saúde. • Assistencialismo x prevenção.	• Fraca: coletivo. • Saneamento: predominância nos centros urbanos, com fragmentação das ações. • Saúde: assistencialismo.
Caráter das ações	• Individual. • Coletivo: restrito às cidades mais ricas (câmaras municipais e irmandades religiosas).	• Coletivo: em função do crescimento das cidades e das epidemias. Individual: massas populares.	• Coletivo: "coletivização do bem-estar"; "o Brasil é um imenso hospital" (déc. 1910). • Autossustentação tarifária. • Serviços autárquicos municipais: nova realidade (déc 1940).	• Coletivo: ampliação da autossustentação tarifária. • Caráter industrial.	• Fragmentação da visão de saneamento. • Abastecimento de água e esgotamento sanitário: PLANASA - estados (CESBs). • Coleta e disposição do lixo, drenagem e controle de vetores: municípios.
Processo econômico	• Economia voltada para o atendimento ao mercado externo. • Produção de subsistência. • Colônia de exploração, não impedindo processo de acumulação interna.	• Cafeicultura: divisas aplicadas em reformas urbanas na região Sudeste. • Crescimento do mercado interno: hegemonia inglesa - produtos industrializados, setores de energia, ferrovias e saneamento.	• Primeiras indústrias: expansão urbana (Sudeste). • Consolidação da influência dos EUA na economia nacional: ações em áreas de interesse. • Financiamentos visando ao retorno dos investimentos.	• Crescimento industrial (substituição de importações) e do processo de urbanização. • Brasil: mercado consumidor dos EUA – tecnologia e produtos para aplicação em sistemas de saneamento.	• Crescimento acelerado da economia (1968-1974): milagre econômico - PLANASA. • Pós-milagre: inflação e recessão (década de 1980). • Investida neoliberal: redução do papel do Estado na economia, privatização de estatais, prevalência do capital especulativo e desemprego em massa.
Processo político	• Predominância do poder local para o atendimento dos interesses da metrópole. • Relação direta com a metrópole:os poderes locais quase não se interrelacionavam.	• Predomínio do poder local. • Penetração do Estado no poder local: combate às epidemias. • Serviços de saneamento assumidos pelo Estado e transferidos à iniciativa privada.	• Centralização do poder público: ações realizadas pelo Estado. (presença do SESP - Serviço Especial de Saúde Pública). • Hegemonia norte-americana no Brasil e influência sobre a política nacional. (presença do SESP - Serviços Especiais de Saúde Pública).	• Transição política: democracia - ditadura (apoio dos EUA). • Continuidade na política de saneamento: estatização. • Autossustentação tarifária. • Declarada a incapacidade dos municípios para a gestão do saneamento.	• Ditadura: facilitação da implantação do PLANASA. • Redemocratização e Constituição de 1988: maior descentralização. • Neoliberalismo: prioridades econômicas e desmobilização das ações sociais - ferem princípios constitucionais.
Processo social	• Grandes proprietários de terra. • Índios, escravos e imigrantes: "povoar para não perder!".	• Interdependência sanitária: proteção para as elites e opressão às massas populares. • Revolta das massas populares: "Revolta da Vacina". • Manifestações contra a atuação da iniciativa privada.	• Liga Pró-Saneamento (elites): contra o "industrialismo parasitário", favorável à "vocação agrícola". • Existência generalizada de endemias na população dos "sertões".	• Inversão na distribuição da população: aumento das demandas por saneamento nas zonas urbanas. • Aumento do êxodo rural: ilusão com a melhoria nas condições de vida.	• PLANASA: atendimento às populações urbanas. • Desqualificação da educação e saúde públicas. • Aprofundamento dos desníveis sociais, dos desequilíbrios e marginalização das áreas rurais e periferias urbanas.
Processo cultural	• Miscigenação étnica: formação de uma identidade sanitária nacional. • Colônia de exploração: "transitoriedade, precariedade e provisoriedade". • Colônia de povoamento: aumento nos padrões de conforto.	• Elites: hábitos refinados - influência européia. • Massas populares: excluídas. • Cidades: hábitos precários de higiene do povo. • Sertões: ações individuais - isolamento.	• Elites: alvo de melhorias em saneamento (áreas de interesse e retorno dos investimentos). Massas populares: - trabalhadores: acesso ao saneamento e à saúde; - excluídos (principalmente no Nordeste): êxodo rural - fuga da seca.	• Classes sociais abastadas: novos padrões de consumo - as ações de saneamento tornam-se direito. Excluídos: padrões de higiene relacionados à precariedade do modo de vida.	• Imposição de novos padrões de conforto, de qualidade de vida e de consumo; maior conscientização da população envolvendo os direitos de cidadania.

Fonte: adaptado de REZENDE e HELLER (2008)

A partir de 1986, com a extinção do Banco Nacional de Habitação – BNH, agente financeiro do PLANASA, e com as mudanças políticas no país, houve uma maior diversificação das ações e alterações da atuação do governo federal, mas sem que se modificasse em profundidade o modelo institucional. É importante, porém, destacar que, no período, particularmente após a Constituição Federal de 1988, e impulsionado por ela, observou--se um fortalecimento do nível municipal, que passou a contar com maior autonomia político-administrativa, maior orçamento e maior acesso a financiamento, embora tal fortalecimento esteja aquém do desejado para uma verdadeira descentralização.

18.2.2 Quadro legal e institucional

18.2.2.1 Da área de saneamento

Após o PLANASA, observaram-se várias iniciativas de se estabelecer um novo marco legal e institucional para o saneamento no país, porém apenas em 2007, com a promulgação da Lei nº 14.445/2007, é colocado em cena um novo modelo, claramente definido e com possibilidade de resistir a mudanças radicais, a cada alternância de mandato do governo federal.

No início do século XXI, não se dispunha de legislação específica, em nível federal, sobre a organização dos serviços, além de menções muito pontuais na Constituição Federal, as quais têm sido a referência para a definição de competências entre municípios e estados, em especial quanto à titularidade dos serviços. A maior polêmica, nesse sentido, ainda presente, refere-se à titularidade nas regiões metropolitanas, já que não há muitas dúvidas quanto ao papel do município, de efetivo titular dos serviços, nas outras situações. O § 3°, do Artigo 25 da Constituição estabelece que "os Estados poderão, mediante lei complementar, instituir regiões metropolitanas, aglomerações urbanas e microrregiões constituídas por agrupamentos de municípios limítrofes, para integrar a organização, o planejamento e a execução das funções públicas de interesse comum". Este texto tem sido interpretado, pelos defensores da atuação dos estados no saneamento metropolitano, como uma delegação de poderes para esse nível federativo atuar nessas regiões. Entretanto, parece claro que o espírito da Constituição é de atribuir aos estados o papel de promover a **integração** da organização, o planejamento e a execução dos serviços — e não o de assumir diretamente a implementação desse integração.

Outros instrumentos de legislação vêm complementando o aparato legal do setor, a exemplo da lei sobre consórcios públicos – Lei nº 11.107 de 6 de abril 2005, que estabelece as bases para a formação de consórcios entre municípios, entre municípios e estados ou até mesmo envolvendo a União, para a prestação de serviços, principalmente de sistemas ou unidades dos sistemas que ultrapassam as fronteiras do território de um único município. Essa lei, e sua regulamentação, também estabelece as bases para a relação, na delegação dos serviços, dos municípios com as companhias estaduais.

No início de 2005, o governo federal, depois de acalorado debate com a sociedade brasileira e seus representantes, encaminhou ao Congresso um anteprojeto de lei, visando a instituir "diretrizes para os serviços públicos de saneamento básico e a Política Nacional de Saneamento Ambiental - PNSA". Tratou-se de iniciativa muito importante, ao procurar cobrir lacuna histórica no setor e possibilitar a existência de regras claras para a prestação dos serviços. Como resultado desse processo, a Lei no 11.445/2007 foi sancionada pelo presidente, convertendo-se na "Lei do saneamento". O objetivo dessa lei é estabelecer "diretrizes nacionais para o saneamento básico", e sua promulgação traz perspectivas otimistas para o futuro do setor, pois guarda o potencial de acelerar a universalização dos serviços e melhorar a qualidade do atendimento à população. Entre outros aspectos, deve ser ressaltada, na lei, a afirmação do papel do poder público na área, uma visão abrangente do conceito de saneamento básico, uma visão sistêmica de gestão, incluindo as etapas de planejamento e avaliação dos serviços, e um modelo institucional que separa com clareza os papéis do titular, do prestador e do regulador dos serviços.

Em termos de organização do Executivo para a área de saneamento, o governo Lula, empossado em 2003, criou o Ministério das Cidades e, em sua estrutura, a Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, cuja missão, divulgada em seu sítio, é "assegurar os direitos humanos fundamentais de acesso à água potável e à vida em ambiente salubre nas cidades e no campo, mediante a universalização do abastecimento de água e dos serviços de esgotamento sanitário, coleta e tratamento dos resíduos sólidos, drenagem urbana e controle de vetores e reservatórios de doenças transmissíveis". Logo, competem a essa secretaria ações como financiamento, avaliação, implementação e estabelecimento de diretrizes para a área de saneamento, tornando-se a sua principal referência em nível federal. Além desta, outras três secretarias, todas com relações com o saneamento, compõem o referido ministério: Habitação, Transportes e Mobilidade Urbana, e Programas Urbanos.

Nessa organização no âmbito do governo, foi criado o Conselho das Cidades, de caráter deliberativo e consultivo, com a finalidade de "propor diretrizes para a formulação e implementação da política nacional de desenvolvimento urbano, bem como acompanhar e avaliar a sua execução" (BRASIL, 2004) e em cuja estrutura se inclui o Comitê Técnico de Saneamento Ambiental, com funções de assessoramento. Pretende-se que a mesma estrutura se reproduza nos níveis dos estados e municípios.

Em nível estadual, o que se verifica com mais frequência é a inexistência de órgãos formais do Executivo que se dediquem ao saneamento, ficando essa função em geral restrita às companhias estaduais. Esse modelo traz limitações, uma vez que as companhias não atuam em todos os municípios do estado e restringem-se aos campos do abastecimento de água e do esgotamento sanitário, deixando de atuar nos outros campos do saneamento, como o manejo dos resíduos sólidos, o manejo das águas pluviais e o controle de vetores de doenças transmissíveis.

No nível municipal, embora a Constituição Federal estabeleça a competência do município para organizar e prestar, diretamente ou em regime de concessão ou permissão, os serviços públicos de interesse local, entendendo-se que os serviços de saneamento claramente se incluem nessa definição, observa-se que nem sempre esse direito — e esse dever — é exercido plenamente. Segundo essa determinação constitucional, os municípios deveriam operar diretamente os serviços de abastecimento de água ou os concederem a terceiros, mas se espera, nesse caso, que o governo municipal exerça um acompanhamento da concessão e exija do concessionário um serviço adequado aos interesses de sua população. Para a atual realidade brasileira, nem sempre o poder municipal tem consciência dessa sua responsabilidade e se omite perante a concessão. Na seção seguinte esse tema é mais detalhado.

Deve-se ficar atento para o fato de que as legislações e a organização de outras políticas setoriais influenciam os rumos e a prática do saneamento no país.

18.2.2.2 Da área de saúde

Na área de saúde, com sua vasta legislação, localizam-se três grupos de temas que diferentemente se relacionam com o abastecimento de água: a legislação que cria e regulamenta o Sistema Único de Saúde – SUS (em especial, a denominada Lei Orgânica da Saúde – Lei nº 8.080/90); a legislação que estabelece procedimentos para os sistemas de abastecimento de água (Portaria nº 443/78) e a legislação sobre a potabilidade da água, especialmente a Portaria nº 518/2004. Descrevem-se a seguir os referidos instrumentos:

Lei nº 8.080, de 19 de setembro de 1990

Trata-se da legislação da Constituição Federal, de 1988, que regulamenta o capítulo sobre saúde dispondo "sobre as condições para a promoção, proteção e recuperação da saúde, a organização e o funcionamento dos serviços correspondentes e dá outras providências". Intercessões dessa legislação com o abastecimento de água podem ser observadas, por exemplo, nas seguintes partes da legislação:

Art. 2º A saúde é um direito fundamental do ser humano, devendo o Estado prover as condições indispensáveis ao seu pleno exercício.

§ 1º O dever do Estado de garantir a saúde consiste na formulação e execução de políticas econômicas e sociais que visem à redução de riscos de doenças e de outros agravos e no estabelecimento de condições que assegurem acesso universal e igualitário às ações e aos serviços para a sua promoção, proteção e recuperação.

Art. 3º A saúde tem como fatores determinantes e condicionantes, entre outros, o saneamento básico, o meio ambiente (...)

Art. 6º Estão incluídas ainda no campo de atuação do Sistema Único de Saúde (SUS):

II - a participação na formulação da política e na execução de ações de saneamento básico;

Art. 18º À direção municipal do Sistema Único de Saúde (SUS) compete:

I - planejar, organizar, controlar e avaliar as ações e os serviços de saúde e gerir e executar os serviços públicos de saúde;

IV - executar serviços:
d) de saneamento básico.

Portaria nº 443/BSB, de 03 de outubro de 1978

A rigor, trata-se de uma legislação sobre boas práticas em sistemas de abastecimento de água. Interessante observar que data de 1978, mas que teve baixa observância no território nacional, tanto pelos prestadores de serviços de saneamento quanto pelas autoridades sanitárias. Porém, permanece em vigor e deve ser observada como um instrumento complementar, no que não colide com a Portaria nº 518/2004. Em seu *caput*, estabelece que o Ministro de Estado da Saúde resolve "aprovar as normas (...) sobre proteção sanitária dos mananciais, dos serviços de abastecimento público e o controle de qualidade da água nos mesmos, e das instalações prediais...".

Legislação sobre potabilidade da água

O principal documento legal sobre a qualidade da água para consumo humano é a Portaria nº 518/2004, que "estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade e dá outras providências". Nessa legislação, constam não apenas parâmetros a serem atendidos pela qualidade da água consumida, mas também um conjunto de determinações sobre as boas práticas a serem adotadas nos serviços de abastecimento de água. Para ilustrar o sentido dessa legislação, transcrevem-se partes do Artigo 9º, que trata das incumbências dos responsáveis pelos sistemas de abastecimento de água:

Art. 9º Ao(s) responsável(is) pela operação de sistema de abastecimento de água incumbe:

I - operar e manter sistema de abastecimento de água potável para a população consumidora em conformidade com as normas técnicas aplicáveis publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e com outras normas e legislações pertinentes;

II - manter e controlar a qualidade da água produzida e distribuída, por meio de:

a) controle operacional das unidades de captação, adução, tratamento, reservação e distribuição;

b) exigência do controle de qualidade, por parte dos fabricantes de produtos químicos utilizados no tratamento da água e de materiais empregados na produção e distribuição que tenham contato com a água;

c) capacitação e atualização técnica dos profissionais encarregados da operação do sistema e do controle da qualidade da água; e

d) análises laboratoriais da água, em amostras provenientes das diversas partes que compõem o sistema de abastecimento.

III - manter avaliação sistemática do sistema de abastecimento de água, sob a perspectiva dos riscos à saúde, com base na ocupação da bacia contribuinte ao manancial, no histórico das características de suas águas, nas características físicas do sistema, nas práticas operacionais e na qualidade da água distribuída;

IV - encaminhar à autoridade de saúde pública, para fins de comprovação do atendimento a esta Norma, relatórios mensais com informações sobre o controle da qualidade da água (...);

V - promover, em conjunto com os órgãos ambientais e gestores de recursos hídricos, as ações cabíveis para a proteção do manancial de abastecimento e de sua bacia contribuinte, assim como efetuar controle das características das suas águas (...) notificando imediatamente a autoridade de saúde pública sempre que houver indícios de risco à saúde ou sempre que amostras coletadas apresentarem resultados em desacordo com os limites ou condições da respectiva classe de enquadramento, conforme definido na legislação específica vigente;

VI - fornecer a todos os consumidores, nos termos do Código de Defesa do Consumidor, informações sobre a qualidade da água distribuída, mediante envio de relatório, dentre outros mecanismos, com periodicidade mínima anual (...)

Na atual estrutura do Ministério da Saúde, localiza-se a Secretaria de Vigilância em Saúde e, subordinada a ela, a Coordenação Geral de Vigilância Ambiental em Saúde, responsável pela vigilância da qualidade da água para consumo humano. Pela concepção institucional descentralizada estabelecida pelo Sistema Único de Saúde – SUS, essa estrutura tem correspondências, ainda que com diferenciações no formato, nos níveis estadual e municipal. É importante destacar que a estrutura da área de saúde prioriza

a descentralização, e os estados e vários municípios encontram-se organizados para prestar e acompanhar os serviços de saúde pública.

Ainda no Ministério da Saúde, localiza-se a Fundação Nacional de Saúde – FUNASA, com larga tradição no campo do saneamento, e com ações atuais de assessoramento, de financiamento de ações em comunidades de menor porte e de execução de ações em áreas indígenas, remanescentes de quilombos e assentamentos de sem-terra.

Há ainda o Conselho Nacional de Saúde, com sua Comissão Intersetorial de Saneamento e Meio Ambiente e seus correspondentes estaduais e municipais.

18.2.2.3 Da área ambiental

Da vasta legislação ambiental existente no país, nos diversos níveis federativos, possui estreita aplicabilidade ao abastecimento de água para consumo humano a Resolução CONAMA n° 357/2005, de 18 de março de 2005, que estabelece critérios para classificação das águas doces, salobras e salinas do território nacional. Essa legislação, ao definir os usos e os requisitos de qualidade da água que cada uma das 13 classes de águas naturais – sendo cinco classes de águas doces – deve apresentar, tem possibilitado o enquadramento das águas de todo o território brasileiro e, em decorrência, o zelo com a manutenção de sua qualidade.

Mesmo que essa legislação seja dinâmica, certamente se constitui na principal referência para a averiguação da qualidade das águas dos mananciais, conforme previsto na Portaria n° 518/2004.

No Ministério de Meio Ambiente também se localizam estruturas relacionadas ao saneamento, em especial a Secretaria de Recursos Hídricos e Ambiente Urbano. E no Conselho Nacional de Meio Ambiente – o CONAMA, destacam-se as Câmaras Técnicas de Controle e Qualidade Ambiental; Educação Ambiental; Saúde, Saneamento Ambiental e Gestão de Resíduos. Estados e municípios, especialmente os maiores e mais bem estruturados, mantêm habitualmente fortes espaços institucionais na área ambiental, com grande potencial de interface com o saneamento.

18.2.2.4 Da área de recursos hídricos

Deve ser atentamente observada a Lei n° 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Pontos importantes definidos nessa legislação incluem:

Art. 1º A Política Nacional de Recursos Hídricos baseia-se nos seguintes fundamentos:

I - a água é um bem de domínio público;
II - a água é um recurso natural limitado, dotado de valor econômico;
III - em situações de escassez, o uso prioritário dos recursos hídricos é o consumo humano e a dessedentação de animais;
IV - a gestão dos recursos hídricos deve sempre proporcionar o uso múltiplo das águas;
V - a bacia hidrográfica é a unidade territorial para implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e atuação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos;
VI - a gestão dos recursos hídricos deve ser descentralizada e contar com a participação do Poder Público, dos usuários e das comunidades.

Art. 2º São objetivos da Política Nacional de Recursos Hídricos:

I - assegurar à atual e às futuras gerações a necessária disponibilidade de água, em padrões de qualidade adequados aos respectivos usos;
II - a utilização racional e integrada dos recursos hídricos, incluindo o transporte aquaviário, com vistas ao desenvolvimento sustentável;
III - a prevenção e a defesa contra eventos hidrológicos críticos de origem natural ou decorrentes do uso inadequado dos recursos naturais.

Art. 3º Constituem diretrizes gerais de ação para implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos:

I - a gestão sistemática dos recursos hídricos, sem dissociação dos aspectos de quantidade e qualidade;
II - a adequação da gestão de recursos hídricos às diversidades físicas, bióticas, demográficas, econômicas, sociais e culturais das diversas regiões do País;
III - a integração da gestão de recursos hídricos com a gestão ambiental;
IV - a articulação do planejamento de recursos hídricos com o dos setores usuários e com os planejamentos regional, estadual e nacional;
V - a articulação da gestão de recursos hídricos com a do uso do solo.

Art. 5º São instrumentos da Política Nacional de Recursos Hídricos:

I - os Planos de Recursos Hídricos;
II - o enquadramento dos corpos de água em classes, segundo os usos preponderantes da água;
III - a outorga dos direitos de uso de recursos hídricos;
IV - a cobrança pelo uso de recursos hídricos;
V - a compensação a municípios;
VI - o Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos.

São ainda estabelecidas nessa legislação as figuras dos **comitês de bacia hidrográfica**, com competência para arbitrar os conflitos relacionados aos recursos hídricos, aprovar e acompanhar o Plano de Recursos Hídricos da bacia e estabelecer os mecanismos de cobrança pelo uso da água, e das **agências de água**, com a função de secretaria executiva dos comitês.

A Secretaria de Recursos Hídricos e Ambiente Urbano, responsável pela formulação da política nacional de recursos hídricos, pela integração da gestão dos recursos hídricos com a gestão ambiental, pela política ambiental urbana e por exercer a secretaria executiva do Conselho Nacional de Recursos Hídricos, apresenta importantes interfaces com o abastecimento de água.

Nessa mesma política de recursos hídricos, a Agência Nacional de Águas – ANA, autarquia sob regime especial com autonomia administrativa e financeira, criada pela Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000, tem por atribuição "implementar a Política Nacional de Recursos Hídricos e coordenar o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos". Por determinação legal, dentre outras funções, cabe à agência:

- supervisionar, controlar e avaliar as ações e atividades decorrentes do cumprimento da legislação federal pertinente aos recursos hídricos;
- disciplinar, em caráter normativo, a implementação, a operacionalização, o controle e a avaliação dos instrumentos da Política Nacional de Recursos Hídricos;
- outorgar (...) o direito de uso de recursos hídricos em corpos de água de domínio da União (...);
- fiscalizar os usos de recursos hídricos nos corpos de água de domínio da União;
- implementar, em articulação com os Comitês de Bacia Hidrográfica, a cobrança pelo uso de recursos hídricos de domínio da União;
- planejar e promover ações destinadas a prevenir ou minimizar os efeitos de secas e inundações (...);
- promover a elaboração de estudos para subsidiar a aplicação de recursos financeiros da União em obras e serviços de regularização de cursos de água, de alocação e distribuição de água, e de controle da poluição hídrica, em consonância com o estabelecido nos planos de recursos hídricos;
- definir e fiscalizar as condições de operação de reservatórios por agentes públicos e privados, visando a garantir o uso múltiplo dos recursos hídricos (...);
- organizar, implantar e gerir o Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos;
- propor ao Conselho Nacional de Recursos Hídricos o estabelecimento de incentivos, inclusive financeiros, à conservação qualitativa e quantitativa de recursos hídricos.

Na estrutura do Conselho Nacional de Recursos Hídricos, por sua interface com o abastecimento de água, devem ser destacadas suas Câmaras Técnicas de Águas Subterrâneas – CTAS, de Cobrança pelo Uso de Recursos Hídricos – CTCOB, de Gestão de Recursos Hídricos Transfronteiriços – CTGRHT, de Análise de Projeto – CTAP, de Ciência e Tecnologia – CTCT, de Educação, Capacitação, Mobilização Social e Informação em Recursos Hídricos – CTEM.

18.2.3 Modelos de gestão aplicáveis

De acordo com a Constituição Federal de 1988, em seu Artigo 30, é competência dos municípios organizar e prestar, diretamente ou sob regime de concessão e permissão, os serviços públicos de interesse local. Tal atribuição confere ao município a responsabilidade da gestão dos serviços de saneamento, dentre eles o de abastecimento de água, embora a Constituição não exclua os níveis estadual e federal de atuar no setor, seja no estabelecimento de diretrizes, legislando ou prestando assistência técnica aos municípios.

Em alguns casos, pode ser conveniente a atuação de estados e do governo federal, quando os serviços apresentam uma característica supralocal, como em regiões metropolitanas, em cidades conurbadas ou quando, por razões práticas, um mesmo manancial abastece a população de mais de um município. É importante ainda lembrar que, em áreas de interface com o saneamento, como a de recursos hídricos ou a de política de meio ambiente, a atuação dos estados e do governo federal já ocorre tradicionalmente.

No campo do abastecimento de água, a atual realidade brasileira apresenta os seguintes modelos de gestão:

Além desses modelos, a Lei de Concessões nº 11.107/2005 introduziu a modalidade de gestão associada, mediante consórcio público ou convênio de cooperação, firmado por contrato de programa. Essa modalidade de delegação dos serviços possibilita a prestação de serviços por companhia estadual, sem necessidade de licitação.

No caso do serviço prestado diretamente pelo município, a opção entre os três modelos de gestão necessita ser cuidadosamente avaliada.

No primeiro caso, o serviço é gerenciado por um órgão da administração direta — uma secretaria, um departamento ou uma coordenação da prefeitura. Esse modelo traz muitos inconvenientes, como o fato de a arrecadação do serviço compor o "caixa único" da prefeitura, conferindo pouca autonomia aos gestores do serviço para reinvestir receita na melhoria do sistema. Com isso, dificilmente se consegue uma adequada transparência no fluxo financeiro do serviço. Adicionalmente, este pode ficar dependente de um bom equilíbrio das finanças municipais para se tornar elegível para financiamentos.

Nos casos da autarquia municipal — modelo adotado por diversos serviços municipais — ou empresa pública, obtém-se maior autonomia que no primeiro modelo, com diferenças entre eles na constituição jurídica da organização, no grau de vinculação com o poder municipal e na maior incidência de tributos e contribuições sociais nas empresas, se comparado com as autarquias (Peixoto, 1994).

Em relação ao modelo da concessão dos serviços para as companhias estaduais, essa foi uma opção que a maioria dos municípios brasileiros — inclusive todas as capitais, exceto a cidade de Porto Alegre — realizou no início da década de 1970, em um momento político nacional em que o país era dirigido por uma ditadura militar, que centralizava as ações e proporcionava pouca autonomia aos administradores municipais. Sem entrar na discussão sobre vantagens e desvantagens dessa opção, discussão que tem sido acalorada entre representantes dos serviços municipais e das companhias estaduais, desde a redemocratização do país, pode-se afirmar, sem receio, que a relação entre concessionária e poder concedente estabelecida naquele momento foi imprópria para os interesses municipais e não é mais compatível com o ambiente democrático da atual sociedade brasileira. Os contratos firmados naquele período e a relação estabelecida a partir de então colocaram em plano muito secundário o direito do poder municipal — o verdadeiro titular do serviço — de participar das decisões tomadas quanto às obras e serviços realizados em seu próprio território ou da discussão quanto às tarifas cobradas de sua população, e mesmo de ter acesso a informações — sobre a realidade econômico-financeira dos serviços, sobre indicadores físicos dos sistemas, sobre a qualidade da água distribuída etc.

É importante destacar que vários dos contratos de concessão terminaram sua vigência no início do século XXI, sendo que quase todos os contratos firmados no início da vigência do PLANASA encerram-se até 2010. Esta tem sido uma oportunidade para renegociar as bases desses instrumentos jurídicos, gerando um ambiente de relacionamento mais compatível com o atual momento democrático do País e assegurando mais direitos para o titular dos serviços — o município. Em algumas dessas renegociações as partes vêm acertando a criação de um Conselho Municipal de Saneamento, instância com participação da sociedade e responsável pelo estabelecimento da política do setor no município.

Finalmente, quanto ao modelo de concessão à iniciativa privada, trata-se de uma opção tomada por poucos municípios brasileiros (ao menos até o ano de 2010), sendo

um modelo incentivado por governos de tendência neoliberal, que defendem um "estado mínimo" e o "poder mágico do mercado" de regular e controlar a economia. Seria generalizante condenar todo e qualquer sistema que opta por essa solução, mas não é demais lembrar que: (I) a iniciativa privada visa ao lucro, o que pode resultar em aumento de tarifas e exclusão dos serviços nas áreas mais pobres das cidades (favelas, por exemplo), onde a população tem menor capacidade de pagamento; (II) existem experiências negativas muito preocupantes desse modelo nos países em desenvolvimento, o que tem levado as agências multilaterais de financiamentos, como o Banco Mundial, a modificar sua posição, basicamente de incentivo à privatização, nas décadas de 1980 e 1990, para a de reconhecimento de que o modelo não seria suficiente para resolver o grande déficit de cobertura no mundo em desenvolvimento (Briscoe, 2004).

Uma modalidade de organização que sempre deve ser considerada é a dos consórcios intermunicipais. No campo do saneamento, pode ter uma aplicabilidade importante, quando há unidades dos sistemas que atendem a mais de um município, o que é particularmente frequente no abastecimento de água, quando se verificam mananciais com múltiplos abastecimentos. Isto ocorre na maioria das regiões metropolitanas, por exemplo. Nos consórcios, mediante um acordo entre municípios, podem ser realizados serviços de interesse e objetivos comuns, por meio da utilização de recursos humanos e materiais que cada um dos entes consorciados dispõe e que podem ser mais facilmente obtidos pela união de vários municípios (Heller *et al.*, 1995). A Lei Federal nº 11.107, de 6 de abril de 2005, estabelece as condições segundo as quais a União, os estados, o Distrito Federal e os municípios devem obedecer na contratação dos consórcios públicos para a realização de objetivos de interesse comum, autorizando a denominada **gestão associada de serviços públicos**.

Outro modelo que vem ganhando terreno no Brasil e que vem sendo bem sucedido em outros países é o da "cooperativa de água", que se trata de uma forma de auto-organização dos usuários, visando ao abastecimento de água, em geral de zonas rurais e de pequenas cidades. No Brasil, há experiências com êxitos no Nordeste.

Dentre as cooperativas, destaca-se, na Bahia, a Central de Associações Comunitárias para a Manutenção de Sistemas de Abastecimento de Água, ou simplesmente Central, que é uma associação sem fins lucrativos, aberta à participação das associações comunitárias responsáveis pelo funcionamento de sistemas do abastecimento de água. Tem como objetivos: (i) garantir o funcionamento dos sistemas, com financiamento por arrecadação, tendo por base tarifas por ligação, aferidas por medição; (ii) promover ações para melhorar o funcionamento das associações comunitárias associadas quanto à gestão dos sistemas e (iii) representar as associações junto aos órgãos públicos e privados, zelando por seus interesses (Prince, 1999a).

Outra experiência que merece registro é a do estado do Ceará, onde há o Sistema Integrado de Saneamento Rural – SISAR, com personalidade jurídica semelhante à da Central, e com os seguintes objetivos: (i) administrar, manter e coordenar a operação

de todos os sistemas de fornecimento de água tratada e esgotamento sanitário de suas associadas; (ii) estabelecer e cobrar tarifas reais, compatíveis com os princípios de autogestão; (iii) representar as associações filiadas e (iv) promover educação sanitária e de associativismo (Prince, 1999b).

As cooperativas têm sido um modelo extensivamente empregado em algumas províncias da Argentina, para abastecimento de pequenas localidades, no programa de abastecimento de água rural no Chile e até mesmo em países desenvolvidos, sendo notável o caso da Finlândia. Neste país, foram sendo formados diversos tipos de associações entre usuários e, em alguns casos, envolvendo municípios. Trata-se de organizações que datam de 1734 e respondem pela maior parte dos sistemas de pequeno porte do país — de 200 a 1.000 habitantes (Katko, 1992). É importante destacar que, embora sejam associações basicamente de usuários, recebem suporte técnico e financeiro do poder central do país.

A distribuição da esfera institucional dos prestadores de serviços de abastecimento de água no Brasil pode ser bem visualizada com os levantamentos do IBGE. Na Tabela 18.3, pode-se notar a predominância da gestão estadual nos serviços, exceto nas regiões Nordeste e Sudeste, em que este modelo responde por uma proporção similar de municípios se comparado com o modelo de gestão municipal. Observa-se, também, a baixa proporção geral de sistemas com gestão de âmbito federal e sob a responsabilidade de entidades privadas.

Tabela 18.3 - Municípios abastecidos e entidades prestadoras de serviço de abastecimento de água, por esfera administrativa, segundo as grandes regiões - 2000

Brasil/ grande região	Municípios abastecidos	Entidades prestadoras de serviço de abastecimento de água, por esfera administrativa (%)			
		Municipal	Estadual	Federal	Particular
Brasil	**5.391**	**45,5**	**68,8**	**0,5**	**8,4**
Norte	422	42,2	42,7	0,2	30,3
Nordeste	1.722	43,3	78,3	0,4	4,9
Sudeste	1.666	54,8	58,8	0,0	4,1
Sul	1.142	40,6	75,0	0,1	13,6
Centro-Oeste	439	34,6	78,8	4,1	3,4

Nota: O município foi computado tantas vezes quantas foram as esferas administrativas de entidades prestadoras do serviço de abastecimento de água em seu território.
Fonte: IBGE (2000)

A Tabela 18.4, por sua vez, ao estratificar a esfera administrativa da entidade prestadora por porte dos municípios, revela que, aparentemente, não há relação entre o porte e a preferência pelo tipo de modelo de gestão. Observa-se daí que, na maior faixa populacional — superior a 300.000 habitantes —, mesmo que as capitais dos estados, com exceção de Porto Alegre e Manaus, tenham gestão pelas companhias estaduais, outros municípios acabam por compensar a proporção dos outros modelos. Pode-se observar também que a proporção de atuação das entidades particulares é mais elevada na faixa populacional entre 45.000 e 300.000 habitantes.

Tabela 18.4 - Municípios abastecidos e entidades prestadoras de serviço de abastecimento de água, por esfera administrativa, segundo os estratos populacionais dos municípios - 2000

Estratos populacionais dos municípios	Municípios abastecidos	Entidades prestadoras de serviço de abastecimento de água, por esfera administrativa (%)			
		Municipal	Estadual	Federal	Particular
Total	**5.391**	**45,5**	**68,8**	**0,5**	**8,4**
Até 20.000 hab.	3.910	44,4	67,9	0,4	8,3
De 20.000 a 45.000 hab.	901	49,9	73,3	1,1	7,5
De 45.000 a 100.000 hab.	356	50,3	69,7	0,6	11,2
De 100.000 a 300.000 hab.	158	41,8	66,5	0,6	10,8
De 300.000 hab.	66	34,8	66,7	0,0	4,5

Nota: O município foi computado tantas vezes quantas foram as esferas administrativas de entidades prestadoras do serviço de abastecimento de água em seu território.
Fonte: IBGE (2000)

A Figura 18.1 revela que houve pequena alteração nas proporções das esferas administrativas dos prestadores entre 1989 e 2000, com um discreto avanço dos modelos municipais e particulares sobre os estaduais e federais. Tal modificação possivelmente possa ser explicada: (i) pelo término de algumas concessões com as companhias estaduais, que não teriam sido renovadas; (ii) pelo claro incentivo à privatização que marcou o período Fernando Henrique Cardoso, tendo resultado em um aumento na proporção dos sistemas com gestão privada e (iii) pela retirada da FUNASA da gestão direta dos serviços.

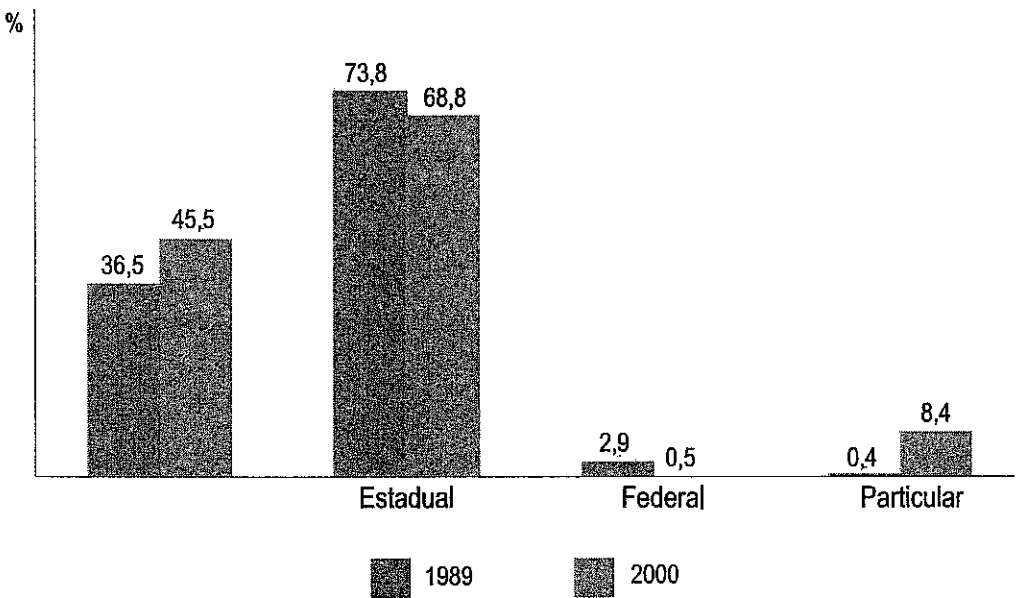



Figura 18.1 - Entidades prestadoras de serviço de abastecimento de água, por esfera administrativa – 1989/2000
Fonte: IBGE (1989, 2000)

Por fim, a título comparativo, a Tabela 18.5 apresenta a evolução no mesmo período da esfera administrativa da gestão dos serviços de esgotamento sanitário, podendo-se observar:

- no país, a proporção muito inferior de sistemas com gestão municipal em comparação com os sistemas de abastecimento de água (68,8 x 14,1%), comprovando a vocação do modelo PLANASA em privilegiar o abastecimento de água;
- entre as regiões, a preferência dos modelos estaduais por aquelas mais desenvolvidas (Sudeste e Sul) em detrimento das demais;
- basicamente uma estabilidade do quadro entre 1989 e 2000, apenas com maiores alterações no modelo privado, que se ampliou, e a gestão federal, que se reduziu, conforme hipóteses levantadas para os sistemas de abastecimento de água.

Tabela 18.5 - Proporção de municípios com serviço de esgotamento sanitário, por esfera administrativa das entidades, segundo as Grandes Regiões - 1989 e 2000 (%)

Brasil/grandes regiões	Total		Esfera administrativa							
			Municipal		Estadual		Federal		Particular	
	1989	2000	1989	2000	1989	2000	1989	2000	1989	2000
Brasil	**47,3**	**52,2**	**35,2**	**38,4**	**11,9**	**14,1**	**0,7**	**0,1**	**0,2**	**1,0**
Norte	8,4	7,1	3,4	3,3	4,0	2,2	0,3	0,0	1,7	1,8
Nordeste	26,1	42,9	22,3	37,9	3,9	5,6	0,6	0,2	0,0	0,6
Sudeste	91,0	92,9	67,6	66,3	22,7	26,8	1,5	0,0	0,2	1,9
Sul	39,1	38,9	28,2	24,5	11,2	15,0	0,1	0,0	0,0	0,1
Centro-Oeste	12,9	17,9	3,7	7,4	9,2	10,1	0,3	0,0	0,0	0,4

Fonte: IBGE (1989, 2000)

18.3 Práticas de gestão

18.3.1 A organização dos serviços

Independentemente de qual o modelo de gestão adotado, o serviço de abastecimento de água, muitas vezes sob a responsabilidade do mesmo órgão encarregado do serviço de esgotamento sanitário, necessita possuir uma organização adequada, para que seja prestado um serviço de qualidade, planejado para sua expansão e para fazer frente a possíveis mudanças ao longo do tempo.

Obviamente, quando o serviço se integra a uma companhia estadual de água e esgotos, sua organização depende de orientações centrais da empresa, muitas vezes padronizadas para todo o estado. Porém, quando o serviço é gerido no nível municipal, este deve ser organizado especificamente buscando a máxima eficiência, sem no

entanto deixar de observar as melhores práticas de gestão empregadas na região, no estado e no país.

Ao se conceber ou se aprimorar uma organização responsável pelo abastecimento de água de uma determinada localidade, deve ser considerado que, no mínimo, as seguintes atividades necessitam ser cumpridas com eficiência:

1. operar adequadamente o sistema;
2. manter programa permanente de proteção dos mananciais, que pode envolver ações de educação sanitária e ambiental junto aos ocupantes das bacias hidrográficas;
3. prover manutenção preventiva e corretiva do sistema;
4. estabelecer e manter atualizada a estrutura tarifária;
5. manter a contabilidade em dia e dentro dos padrões exigidos pela administração pública;
6. manter canais eficientes de atendimento ao usuário e de relação com a comunidade;
7. controlar a qualidade da água e elaborar relatórios periódicos à autoridade sanitária e aos usuários;
8. manter registros cadastrais atualizados das unidades do sistema;
9. manter registros comerciais atualizados, incluindo cadastro dos usuários residenciais, comerciais, industriais e públicos;
10. acompanhar a evolução do consumo, mediante histogramas adequados;
11. realizar medições de consumo de água e manter rotina de controle operacional, incluindo controle de perdas;
12. desenvolver campanhas junto aos usuários para o correto uso da água, especialmente visando ao combate ao desperdício;
13. planejar e executar pequenas obras de expansão;
14. elaborar projetos de ampliação;
15. executar obras de ampliação;
16. realizar periodicamente pesquisa de opinião, para aferir grau de satisfação e queixas dos usuários.

Algumas dessas atividades (1-13) demandam estruturas organizativas permanentes, integrantes do órgão responsável, ao passo que outras (14-16) apresentam caráter temporário e eventualmente podem ser realizadas por contratação de serviços.

Deve-se lembrar ainda que os serviços necessitam se organizar para assegurar o suporte logístico no tempo adequado, o que inclui (Okun e Ernst, 1987):

- avaliação, agendamento, aquisição (ou produção), armazenamento e distribuição de todo o material e equipamento requerido;
- avaliação e preparação de todas as instalações de suporte requeridas, como oficinas e escritórios;

- avaliação, agendamento, recrutamento, treinamento, organização e gerenciamento do pessoal requerido para todas as etapas do empreendimento;
- normatização e controle de qualidade de materiais, equipamentos, projeto e construção.

Para ilustração, são apresentados os organogramas de dois serviços de saneamento brasileiros.

A Figura 18.2 reproduz o organograma da Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento S/A – SANASA-Campinas, empresa de economia mista, cujo acionista majoritário é a Prefeitura Municipal de Campinas, responsável pelo serviço de abastecimento de água e esgotamento sanitário do município. Em 2005, a SANASA atendia, com água potável encanada, 98% da população urbana de Campinas, mantendo uma capacidade de produção de até 4.530 L/s e um número de ligações prediais de 227 mil, todas micromedidas. Quanto ao sistema de esgotamento sanitário, a SANASA atendia 88% da população urbana de Campinas, com 200 mil ligações, entretanto com deficiências no tratamento dos esgotos, que deverão ser solucionadas com a implementação de 21 estações, de acordo com o previsto em um Plano Diretor de Tratamento de Esgotos (SANASA-Campinas, 2005).

Na Figura 18.3 é reproduzido o organograma da companhia estadual Saneamento de Goiás S/A – SANEAGO, em 2004 responsável pelo abastecimento de água de 266 localidades, beneficiando 4.592.203 habitantes, e pelo esgotamento sanitário de 35 municípios, correspondendo ao atendimento de 2.064.103 habitantes (SANEAGO, 2005).

Comparando-se as duas estruturas, podem ser observadas as necessidades comuns e as diferenças entre um serviço municipal, cuja atuação restringe-se aos limites do seu território, ainda que de um município de grande porte, e uma companhia responsável por centenas de municípios. A primeira inclui cinco setores diretamente vinculados à sua presidência e três diretorias — administrativa, comercial e técnica. A companhia estadual, por sua vez, prevê sete assessorias, além da secretaria-geral, vinculadas à presidência, mais cinco diretorias — administração, engenharia, produção, comercial e finanças —, as quais se verticalizam em superintendências e órgãos inferiores.

Obviamente, não se pode estabelecer um padrão organizacional, aplicável a qualquer serviço, independente de seu porte e de sua natureza, sendo que há diferentes teorias de administração que dão suporte a um ou outro modelo. Contudo, não se deve perder de perspectiva que um serviço de saneamento deve observar um espaço institucional para um mínimo de atividades, não deixando de prever áreas para expansão, construção e operação de sistemas, para a arrecadação e o processamento administrativo-financeiro e para a relação com a comunidade, entre outras. Em qualquer caso, o organograma da instituição deve ser cuidadosamente desenhado, de forma a nem prever um número exagerado de subdivisões, elevando a burocracia e dificultando a efetividade das ações, nem um número insuficiente, gerando sobrecargas gerenciais e resultantes ineficiências.

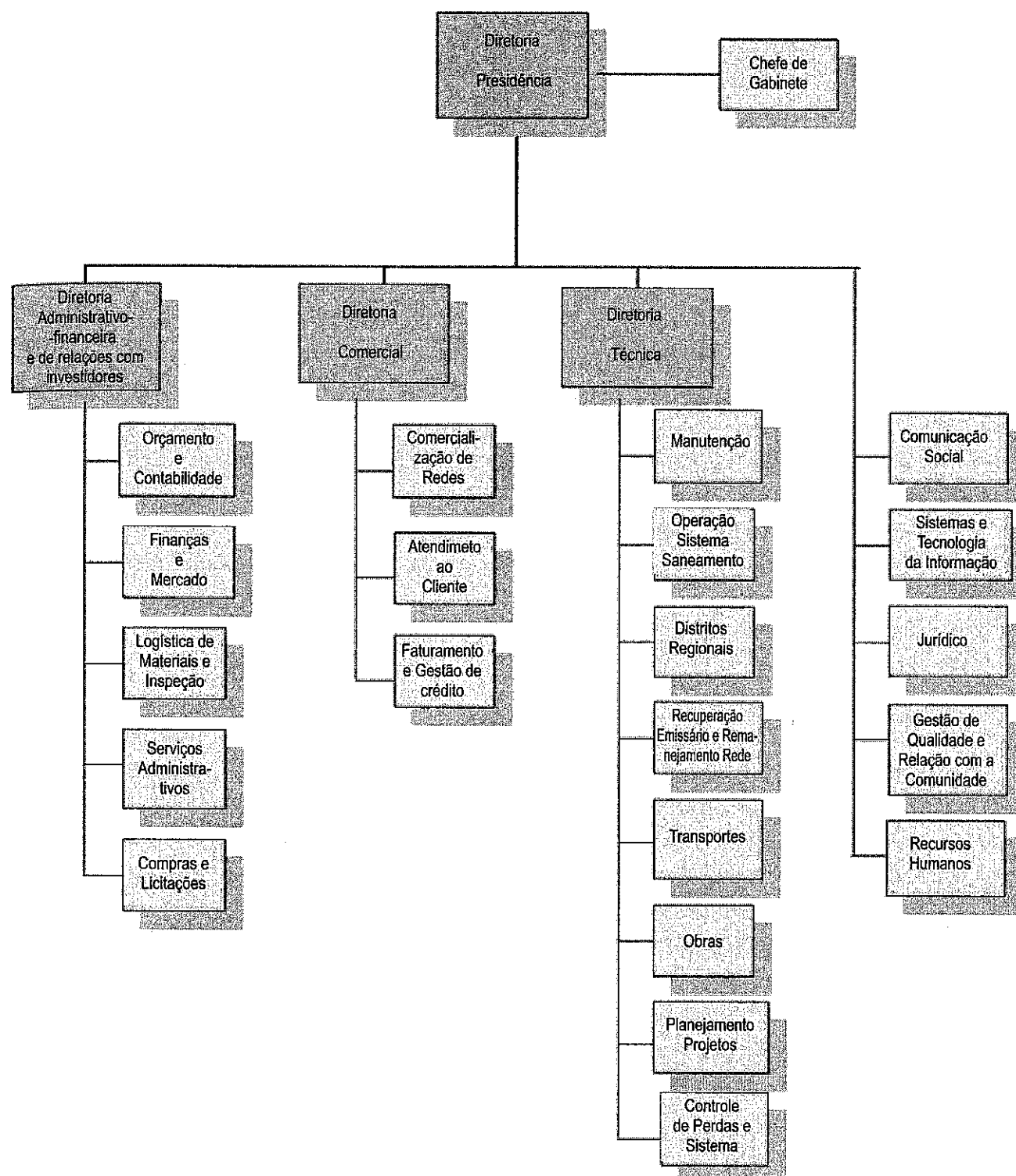



Figura 18.2 - SANASA-Campinas. Organograma
Fonte: SANASA-Campinas (2005)

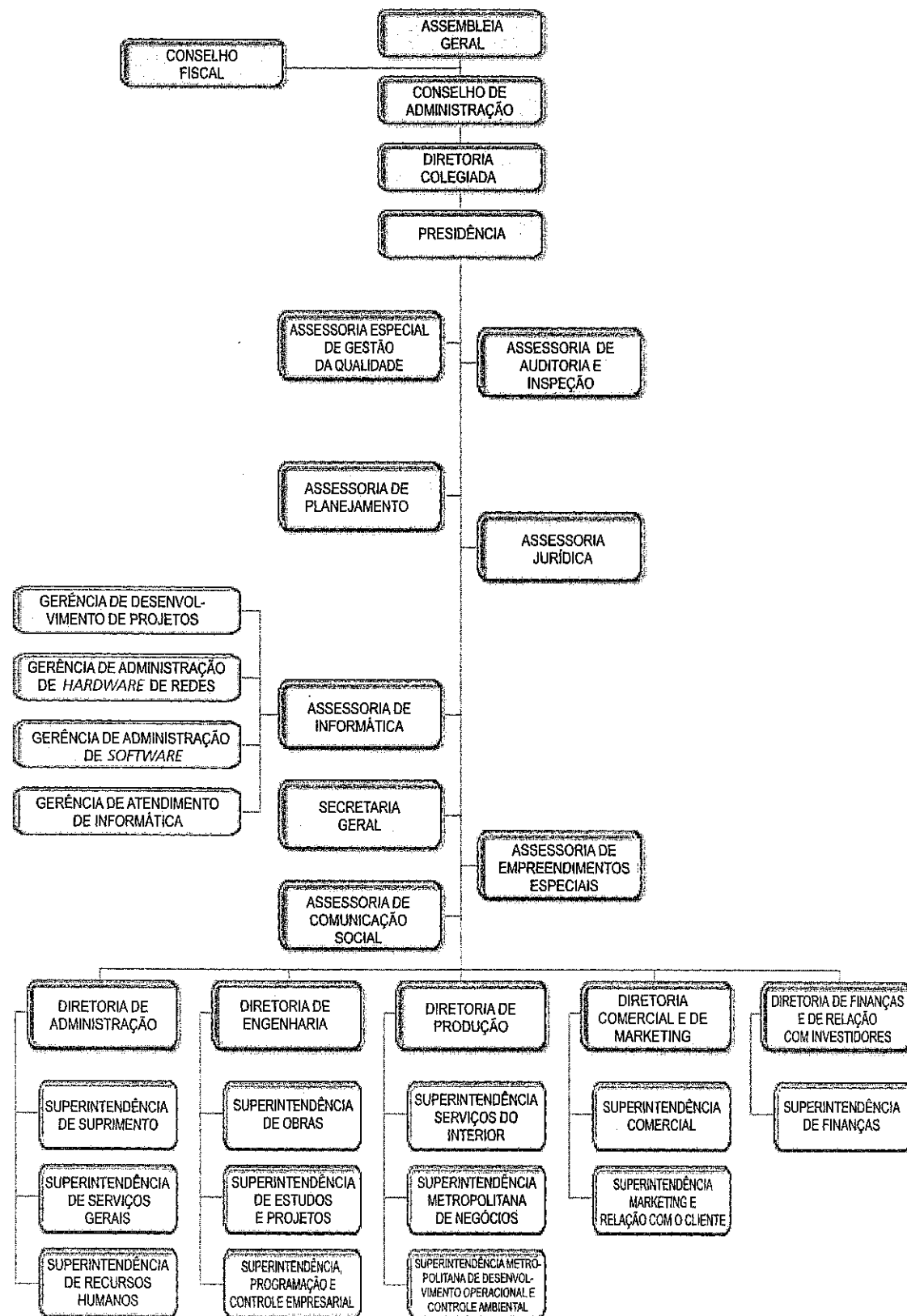



Figura 18.3 - SANEAGO. Organograma
Fonte: SANEAGO (2005)

Outro ponto importante na organização dos serviços refere-se ao adequado dimensionamento dos recursos humanos, tanto em relação ao número de pessoas necessárias, quanto à sua qualificação. Podem-se identificar basicamente três grupos de funcionários em um serviço: de nível gerencial, de nível técnico e de nível administrativo. O pessoal de nível gerencial é vinculado ao organograma da instituição e suas divisões. A equipe técnica tem dimensão e qualificação variáveis, a depender de diversos fatores, como o porte e a complexidade do sistema, o número de sistemas de produção e o tipo de estação(ões) de tratamento. Já o pessoal de nível administrativo depende sobretudo do porte do sistema e de suas atribuições — apenas abastecimento de água, abastecimento de água e esgotamento sanitário ou serviços de saneamento em geral.

As Figuras 18.4 e 18.5 ilustram a proporção das despesas com pessoal, dentre as denominadas despesas de exploração dos prestadores de serviço de abastecimento de água e de esgotamento sanitário brasileiros. Nas companhias estaduais, essa parcela de despesa correspondia, em 2003, a 43,7% do total, enquanto nos serviços municipais este valor era de 39,6%. Acrescendo-se a parcela de despesas correspondente aos serviços de terceiros, esses valores seriam de 61,0% e de 61,2%, respectivamente, acentuando a importância das despesas com pessoal no total das de exploração. Note-se que a segunda parcela mais importante de despesas é aquela com energia elétrica.

Uma forma distinta de avaliar o dimensionamento de pessoal é comparar a denominada "produtividade de pessoal", medida pela relação entre a quantidade de ligações ativas (água + esgotos) e o total de pessoal, incluindo os funcionários e os contratados de terceiros. Em relação a este indicador, o SNIS (2004) inclui o seguinte comentário:

> (...) o índice médio é de 280 lig/empreg. Nos prestadores regionais o valor médio é de 303,6 lig/empreg., com valores variando desde um mínimo de 113,09 na SANEATINS/TO até 475,5 na CAGECE/CE. Nos prestadores de serviços locais, o valor médio para o mesmo indicador é de 189,6 lig/empreg., portanto cerca de 40% menor que o índice dos prestadores regionais. Os resultados mostram uma faixa muito extensa de variação do indicador, que pode ser reflexo de diferenças nas características dos sistemas operados, mas também indicam níveis de eficiência bastante variados entre os prestadores de serviços da amostra. Em relação aos prestadores locais, verifica-se que há espaço para uma melhoria na produtividade de pessoal, pois a diferença em relação aos prestadores regionais e à média nacional é bastante significativa.

Outra experiência organizacional que merece registro, pela sua singularidade e pela adequação, é a do Serviço Municipal de Saneamento Ambiental de Santo André – SEMASA, que mantém um modelo de saneamento ambiental integrado, incluindo o abastecimento de água, a coleta de esgoto, a drenagem urbana, a gestão dos resíduos sólidos, a gestão ambiental e a gestão de riscos ambientais por meio da defesa civil. O SEMASA abastece

com água 98% da população de 664.000 habitantes, porém realiza apenas a sua distribuição, na medida em que adquire água "no atacado" da SABESP, companhia de água e esgotos do estado de São Paulo. Beneficia 96% da população com coleta de esgoto e 99,8% com coleta seletiva de resíduos sólidos. A população participa da gestão dos serviços compondo o Conselho Municipal de Gestão e Saneamento Ambiental de Santo André – COMUGESAN, órgão deliberativo e consultivo, com atribuições de estudar, propor diretrizes, deliberar, fiscalizar e acompanhar a implementação da Política Municipal de Gestão e Saneamento Ambiental no município (SEMASA, 2005).

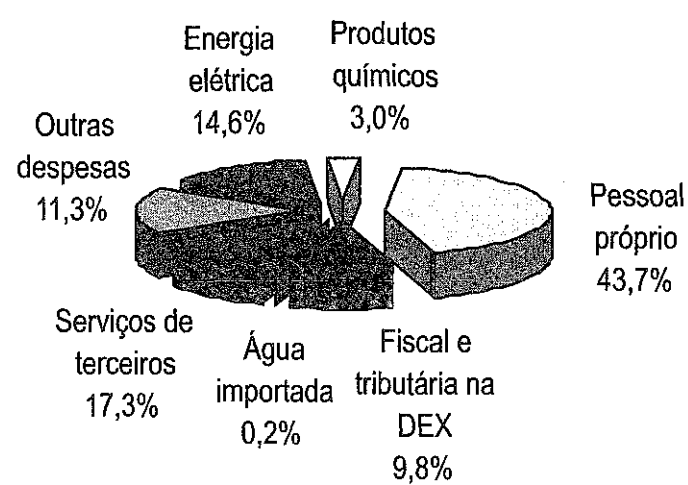



Figura 18.4 - Composição média da despesa de exploração das companhias estaduais
Fonte: SNIS (2004)

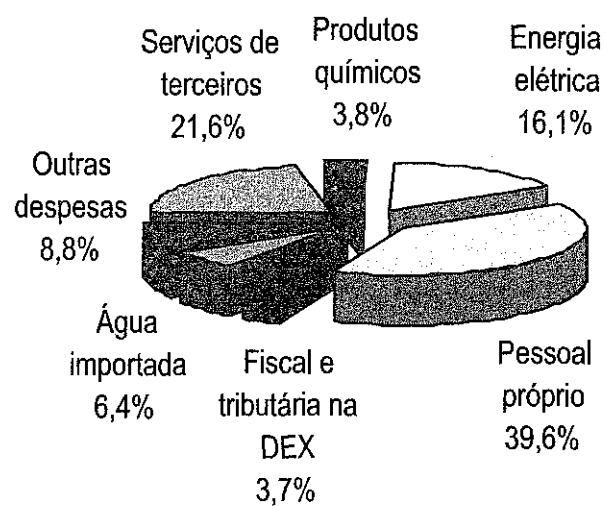



Figura 18.5 - Composição média da despesa de exploração dos serviços municipais integrantes do SNIS
Fonte: SNIS (2004)

18.3.2 Participação da comunidade e integração com outras políticas públicas

Mecanismos para a participação da comunidade na gestão e na tomada de decisões sobre o serviço de abastecimento de água têm sido crescentemente reconhecidos como um requisito para o bom êxito do serviço e um imperativo democrático, ou seja, uma demanda legítima de uma sociedade democrática, que determina a abertura de canais para a participação do cidadão.

Okun e Ernst (1987) afirmam que o sucesso de longo prazo de um sistema de abastecimento de água depende da motivação e da habilidade da comunidade local em manter o sistema operacional e melhorá-lo continuamente. Defendem ainda que o estabelecimento do suporte e da participação da comunidade local requer esforço considerável e depende de:

- percepção da necessidade de água e dos benefícios advindos de um abastecimento melhorado;
- participação das lideranças locais e envolvimento das estruturas sociais e instituições existentes;
- estrutura das organizações comunitárias locais, responsáveis pela operação e manutenção do novo sistema;
- esforços de promoção, educação e treinamento.

A participação da comunidade vem recebendo o reconhecimento de sua importância central a ponto de o Banco Mundial, ainda na década de 1980, defender, para o abastecimento de água rural, que "o principal papel deve ser exercido pela própria população local, e não por quem tente ajudá-la, sendo que essa população deve ser o tomador de decisão primário, o investidor primário, o organizador primário e o fiscalizador primário" (Briscoe e DeFerranti, 1988). Obviamente que tal visão tem um componente financeiro, de transferir obrigações de financiamento para os próprios beneficiários, desobrigando as agências financeiras internacionais, contudo também reflete a constatação de que a sustentabilidade dos sistemas não é alcançada se não se reserva uma posição de destaque para a própria comunidade.

De um lado, a participação dos usuários pode constituir uma maneira de que as decisões a serem tomadas sejam na direção das expectativas populares e, de outro, esses canais de participação promovem o controle social sobre o serviço, que é público e manuseia recursos públicos, sobre o qual a sociedade deve exercer sua fiscalização. Além disso, se a comunidade acompanha e participa das decisões, assegura-se a continuidade entre diferentes mandatos governamentais, evitando grandes descontinuidades. Outra vantagem é que, mediante esse processo participativo, colabora-se com a prática educativa e com a formação política, fortalecendo a construção da cidadania.

No campo do abastecimento de água, a participação da população e o controle social podem ser estimulados de diversas formas. Segundo Heller *et al.* (1995), formas a serem consideradas podem ser, por exemplo, a prática do orçamento participativo, adotado com sucesso em diversas administrações municipais, e das audiências públicas, previstas na legislação ambiental. Mecanismo mais permanente, contudo, é o da constituição de conselhos para a discussão das questões estratégicas relativas ao saneamento, que podem ser integrados por membros do executivo municipal, pelo legislativo, por especialistas e pela comunidade, preferencialmente por meio de organizações representativas da sociedade civil. É fundamental que tais conselhos tenham poder deliberativo, relativo ao planejamento das ações, à fixação de tarifas, ao controle e à fiscalização do órgão responsável pelo serviço, entre outras funções. Funções consultivas e normalizadoras devem complementar as funções dos conselhos.

As experiências de conselhos para atuarem na área em geral reúnem no mesmo órgão colegiado o conjunto de ações componentes do saneamento — o abastecimento de água, o esgotamento sanitário, o manejo dos resíduos sólidos, a drenagem das águas pluviais e o controle de vetores. Tal opção permite uma visão mais sistêmica e integrada do território urbano e das ações para melhorar suas condições ambientais e a proteção da saúde da população.

Nos municípios de menor porte, em geral não se justifica a criação de um órgão colegiado exclusivo para as questões do saneamento. Nesse caso, os conselhos municipais de saúde, previstos no SUS, os conselhos de meio ambiente — CODEMAs ou CONDEMAs —, os conselhos de política urbana ou os conselhos das cidades podem incorporar as funções previstas para um conselho municipal de saneamento. É importante lembrar ainda que, mesmo na situação em que exista o conselho específico para o saneamento, isto não deve dispensar os demais conselhos — saúde, meio ambiente, política urbana, cidades — de incluir em sua agenda a problemática municipal de saneamento, objetivando tratar das importantes interfaces entre as diversas políticas.

Justamente em relação a essas interfaces, verifica-se frequentemente uma fraca integração do saneamento com outras políticas afins, comprometendo a efetividade das suas ações. Essa integração é fundamental, em face das inter-relações do saneamento, sendo que sua implementação demanda uma articulação nos níveis de cada política setorial, dos órgãos responsáveis pela coordenação global das políticas, como os de planejamento, e, como já mencionado, dos conselhos, onde há maior espaço para a participação da sociedade.

Alguns exemplos de interfaces entre as diversas áreas, que devem ser buscadas, incluem (baseado em Heller *et al.*, 1995):

- a área de saúde, com suas atividades de vigilância ambiental e epidemiológica, podendo contribuir para a definição de locais com necessidade de ações prioritárias, visando a maximizar os efeitos das intervenções sobre a saúde, e ainda

para a avaliação do impacto das medidas de abastecimento de água sobre a saúde;
- a área ambiental, em especial em sua função de proteção dos mananciais de abastecimento e de regulação dos efeitos das intervenções em abastecimento de água sobre o ambiente;
- a área de recursos hídricos, considerando o instrumento de outorga, as relações com os comitês de bacias e as práticas econômicas de uso das águas;
- a área de planejamento urbano, que não deve ignorar a oferta de saneamento nas áreas de expansão urbana e nos assentamentos irregulares, bem como a necessidade de assumir a visão do saneamento como componente essencial da infraestrutura urbana, sob o risco de ampliar a irracionalidade da ocupação do território e, de outro lado, manter obstáculos de difícil superação para a execução das obras de saneamento, como as soluções de fundo de vale, onde os vários serviços e equipamentos tendem a convergir.

18.4 Considerações finais

Este capítulo procurou destacar a importância central das estratégias de gestão dos serviços de abastecimento de água para se conquistar a eficiência e a efetividade deles esperada. Dois níveis de instrumentos de gestão necessitam ser abordados nessa discussão: o modelo de gestão adotado pelo serviço, compreendendo o modelo institucional e legal segundo o qual o serviço se organiza, e, uma vez definido esse modelo, as práticas de gestão, quais sejam a forma como os serviços se organizam, suas práticas operacionais, de manutenção e administrativas, os canais para participação da comunidade e de integração com as demais políticas públicas.

Defende-se que cuidadosas escolhas sobre o modelo e as práticas de gestão e um acurado acompanhamento cotidiano de sua implementação são fatores essenciais para assegurar a sustentabilidade do serviço, mantendo sua qualidade de forma perene, realizando as expansões demandadas pela dinâmica da comunidade e, por fim, atingindo os objetivos sociais a que se destina.

Referências e bibliografia consultada

BRASIL. *Decreto nº 6.017*, de 17 de janeiro de 2007. Regulamenta a Lei n° 11.107, de 6 de abril de 2005, que dispõe sobre normas gerais de contratação de consórcios públicos. Brasília, 2007.

BRASIL. *Lei nº 11.107*, de 6 de abril de 2005. Dispõe sobre normas gerais de contratação de consórcios públicos e dá outras providências. Brasília, 2005.

BRASIL. *Lei nº 11.445*, de 5 de janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis n° 6.766, de 19 de dezembro de 1979, n° 8.036, de 11 de maio de 1990, n° 8.666, de 21 de junho de 1993, n° 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei n° 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências. Brasília: Ministério das Cidades, 2007.

BRASIL. *Lei nº 8.080*, de 19 de setembro de 1990. Dispõe sobre as condições para promoção, proteção e recuperação da saúde, a organização e o funcionamento dos serviços correspondentes e dá outras providências. Brasília: Ministério da Saúde, 1990.

BRASIL. *Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000*. Dispõe sobre a criação da Agência Nacional de Águas (ANA), entidade federal de implementação da Política Nacional de Recursos Hídricos e de coordenação do Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, e dá outras providências. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2000.

BRASIL. *Lei nº 9433*, de 8 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 1997.

BRASIL. Ministério da Saúde. Organização Pan-Americana da Saúde. *Avaliação do impacto na saúde das ações de saneamento*: marco conceitual e estratégia metodológica. Brasília: Ministério da Saúde, 2004. 116 p.

BRASIL. Ministério da Saúde. *Portaria MS nº 518/2004*. Estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e à vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências. 2004.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). *Resolução nº 357*, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Brasília: Ministério do Meio Ambiente, 2005.

BRASIL. *Portaria nº 443*, de 3 de outubro de 1978. Aprova as normas, que com esta baixam sobre proteção sanitária dos mananciais, dos serviços de abastecimento público e o controle de qualidade da água nos mesmos, e das instalações prediais, elaboradas por especialistas do Ministério da Saúde, da Fundação Estadual de Engenharia do Meio Ambiente do Rio de Janeiro (FEEMA) da Secretaria Especial do Meio Ambiente, do Ministério do Interior e da Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental de São Paulo (CETESB). Brasília: Ministério da Saúde, 1978.

BRISCOE, J.; DeFERRANTI, D. *Water for rural communities*: helping people help themselves. Washington: The World Bank, 1988. 32 p.

BRISCOE, J. *Water challenges in the developing* world: a perspective from the World Bank. In: IWA WORLD CONGRESS, Marrakesh 2004. Disponível em: <http://www.iawq.org.uk/template.cfm?name=home>. Acesso em: 12 nov. 2004.

COSTA, S. S.; HELLER, L.; MORAES, L. R. S.; BORJA, P. C.; SACCO, D.; MELO, C. H. *Experiências de êxito em serviços públicos municipais de saneamento*. Brasília: ASSEMAE, 2006. 168 p.

FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Diretoria de Pesquisas/Departamento de População e Indicadores Sociais. *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico*. 1989.

FUNDAÇÃO INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Diretoria de Pesquisas/Departamento de População e Indicadores Sociais. *Pesquisa Nacional de Saneamento Básico*. 2000.

HELLER, L.; COUTINHO, M. L.; MINGOTI, S. A. *Diferentes modelos de gestão de serviços de saneamento produzem os mesmos resultados?* Um estudo comparativo em Minas Gerais com base em indicadores. 2006. (Submetido).

HELLER, L.; CASTRO, J. E. Política pública de saneamento: apontamentos teórico-conceituais. *Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 12, n. 1, p. 223-234, 2007.

HELLER, L.; COSTA, A. M. L. M.; BARROS, R. T. V. Saneamento e o município. In: BARROS, R. T. V.; CHERNICHARO, C. A. L.; HELLER, L.; von SPERLING, M. (Ed.). *Manual de saneamento e proteção ambiental para os municípios*. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1995. v. 2. 21 p.

HUKKA, J. J.; KATKO, T. S. Refuting the paradigm of water services privatization. *Natural Resources Forum*, v. 27, p. 142-55. 2003.

KATKO, T. S. *The development of water supply associations in Finland and its significance for developing countries*. Washington: PNUD, 1992. Water and Sanitation Discussion Paper Series, n. 8. 58 p.

OKUN, D. A.; ERNST, W. R. *Community piped water supply systems in developing countries*: a planning manual. Washington: World Bank, 1987. World Bank Technical Paper Number 60. 249 p.

PEIXOTO, J. B. *O barulho da água*: os municípios e a gestão dos serviços de saneamento. Brasília: Água e Vida, 1994. 93 p.

PRINCE, A. A. *Análise de experiências relevantes e sustentáveis na elaboração, implementação e gestão de projetos e serviços de saneamento básico em localidades urbanas de pequeno porte em áreas rurais no Brasil*: a experiência da Central de Associações Comunitárias para a Manutenção de Sistemas de Abastecimento de Água – Estado da Bahia. Brasília: SEPURB, 1999a. 56 p.

PRINCE, A. A. *Análise de experiências relevantes e sustentáveis na elaboração, implementação e gestão de projetos e serviços de saneamento básico em localidades urbanas de pequeno porte em áreas rurais no Brasil*: a experiência do estado do Ceará. Brasília: SEPURB, 1999b. 60 p.

REZENDE, S. C.; HELLER, L. *Saneamento no Brasil*: políticas e interfaces. 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2008. 387 p.

SANEAMENTO DE GOIÁS S/A – SANEAGO. Disponível em: <http://www.saneago.com.br>. Acesso em: 24 mar. 2005.

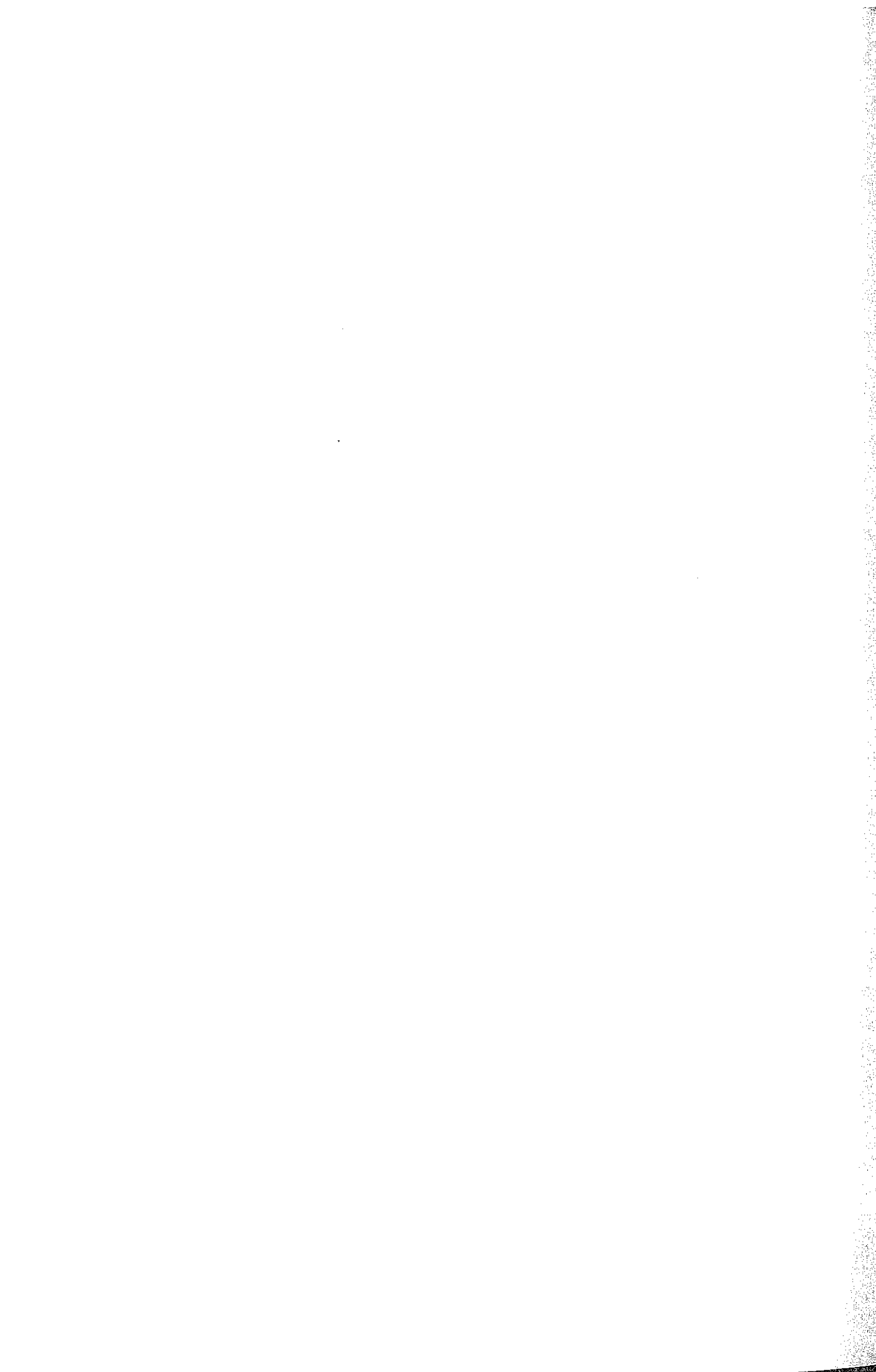
SERVIÇO MUNICIPAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL DE SANTO ANDRÉ – SEMASA. Disponível em: <http://www.semasa.com.br>. Acesso em: 24 mar. 2005.

SNIS. Programa de Modernização do Setor Saneamento. *Sistema nacional de informações sobre saneamento*: visão geral da prestação dos serviços de água e esgotos - 2003. Brasília: MCIDADES; SNSA; IPEA, 2004.141 p.

SOCIEDADE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA E SANEAMENTO, CAMPINAS S/A – SANASA Campinas. Disponível em: <http://www.sanasa.com.br>. Acesso em: 24 mar. 2005.

SOCIEDADE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA E SANEAMENTO, CAMPINAS S/A – SANASA-Campinas. Disponível em: <http://www.sanasa.com.br>. Acesso em: 24 mar. 2005.

TWORT, A. C.; RATNAYAKA, D. D.; BRANDT, M. J. *Water supply*. 5. ed. Londres: IWA, 2000. 676 p.

UN-HABITAT. *Water and sanitation in the world's cities*: local action for global goals. Londres: Earthscan, 2003. 274 p.

Anexo A - Hidráulica

A.1 Algumas propriedades físicas da água

Tabela A.1 - Propriedades físicas da água - Sistema Internacional

Tempe-ratura T (°C)	Massa específica ρ (kg/m³)	Peso específico γ (N/m³)	Pressão de vapor P_v^{abs} (Pa)	Módulo de elasticidade volumétrico K (10^7 Pa)	Viscosidade dinâmica μ (10^{-3} kg/m.s)	Viscosidade cinemática ν (10^{-6}m²/s)
0	999,9	9805	611	204	1,79	1,79
5	1000,0	9806	873	206	1,52	1,52
10	999,7	9803	1266	211	1,31	1,31
15	999,1	9798	1707	214	1,14	1,14
20	998,2	9789	2335	220	1,01	1,01
25	997,1	9779	3169	222	0,89	0,90
30	995,7	9767	4238	223	0,80	0,80
35	994,1	9752	5621	224	0,72	0,73
40	992,2	9737	7377	227	0,66	0,66
45	990,2	9720	9584	229	0,60	0,61
50	988,1	9697	12331	230	0,55	0,56
55	985,7	9679	15745	231	0,51	0,51
60	983,2	9658	19924	228	0,47	0,48
65	980,6	9635	25015	226	0,44	0,44
70	977,8	9600	31166	225	0,41	0,42
75	974,9	9589	38563	223	0,38	0,39
80	971,8	9557	47372	221	0,36	0,37
85	968,6	9529	57820	217	0,34	0,35
90	965,3	9499	70132	216	0,32	0,33
95	961,9	9469	84552	211	0,30	0,31
100	958,4	9438	101357	207	0,28	0,30

Tabela A.2 - Propriedades físicas da água - Sistema Técnico

Temperatura	Massa específica	Peso específico	Pressão de vapor	Módulo de elasticidade volumétrico	Viscosidade dinâmica	Viscosidade cinemática
T (°C)	ρ (kgf.s²/m⁴)	γ (kgf/m³)	P_v^{abs} (kgf/m²)	K (10^8 kgf/m²)	μ (10^{-4} kgf.s/m²)	ν (10^{-6} m²/s)
0	101,9	999,9	62	2,08	1,83	1,79
5	101,9	1000,0	89	2,10	1,55	1,52
10	101,9	999,7	129	2,15	1,33	1,31
15	101,8	999,1	174	2,18	1,16	1,14
20	101,8	998,2	238	2,24	1,03	1,01
25	101,6	997,1	323	2,26	0,91	0,90
30	101,5	995,7	432	2,27	0,82	0,80
35	101,3	994,1	573	2,28	0,74	0,73
40	101,1	992,2	752	2,31	0,67	0,66
45	100,9	990,2	977	2,33	0,61	0,61
50	100,7	988,1	1257	2,34	0,56	0,56
55	100,5	985,7	1605	2,35	0,52	0,51
60	100,2	983,2	2031	2,32	0,48	0,48
65	100,0	980,6	2550	2,30	0,44	0,44
70	99,7	977,8	3177	2,29	0,42	0,42
75	99,4	974,9	3931	2,27	0,39	0,39
80	99,1	971,8	4829	2,27	0,36	0,37
85	98,7	968,6	5894	2,21	0,34	0,35
90	98,4	965,3	7149	2,20	0,32	0,33
95	98,1	961,9	8619	2,15	0,31	0,31
100	97,7	958,4	10332	2,11	0,29	0,30

A.2 Equações fundamentais do escoamento permanente

A.2.1 Equação da continuidade

$$A_1 U_1 = A_2 U_2 = Q \qquad \text{(A-1)}$$

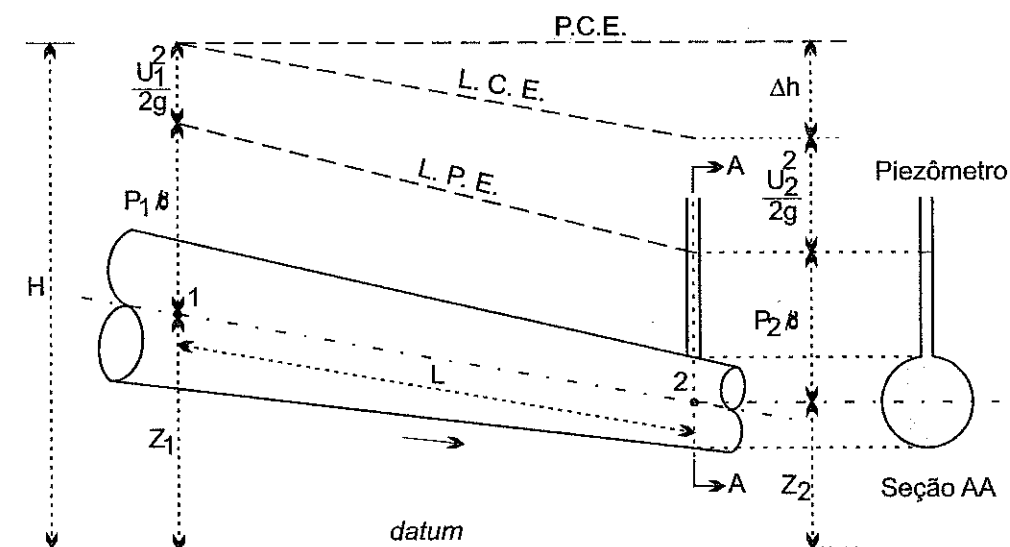
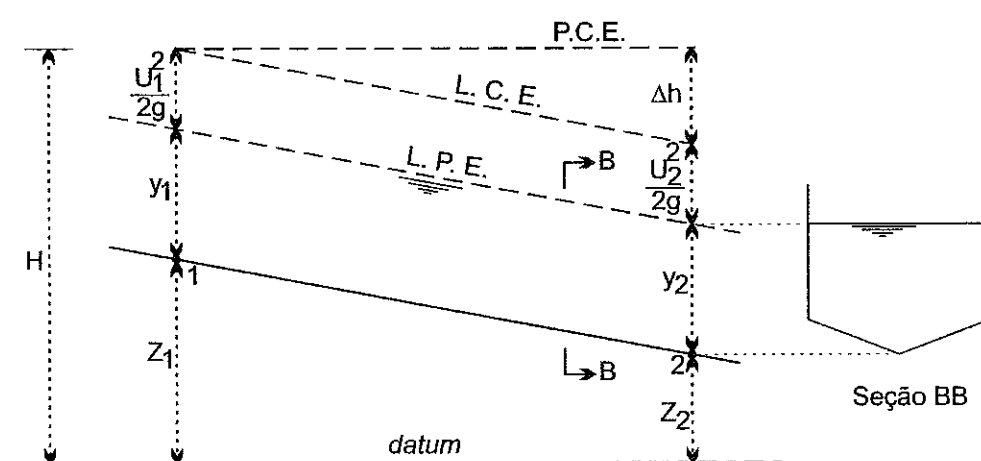
Em que:
A: área da seção transversal do escoamento, em m²;
U: velocidade média do escoamento, em m/s;
Q: vazão em m³/s.

A.2.2 Equação da quantidade de movimento

$$\vec{R} = \rho Q(\beta_2 \vec{U_2} - \beta_1 \vec{U_1}) \qquad \text{(A-2)}$$

Em que:
$\vec{R}$: resultante das forças externas atuantes no sistema;
ρ: massa específica do líquido;
Q: vazão escoada;
$\vec{U}$: vetor que representa a velocidade média do escoamento, na seção considerada;
β: coeficiente da quantidade de movimento, ou de Boussinesq (β ˜1,0).

A.2.3 Equação de energia – Bernoulli

$$Z_1 + P_1/\gamma + \alpha_1 U_1^2/2g = Z_2 + P_2/\gamma + \alpha_2 U_2^2/2g + \Delta h \qquad \text{(A-3)}$$

(a) Conduto forçado

(b) Conduto livre

Em que:
Z: carga de posição;
P/g: carga de pressão;
$U^2/2g$: carga de velocidade, também denominada de taquicarga;
Δh: perda de carga total, igual à soma da perda de carga contínua mais a localizada.

Apesar de os princípios básicos serem essencialmente os mesmos para os escoamentos forçado e livre, a presença de uma superfície em contato com a atmosfera confere ao escoamento livre condições mais variáveis no espaço e a ocorrência de uma série de fenômenos, tais como ressalto hidráulico e remanso, desconhecidos nos condutos forçados. Em função destas especificidades os escoamentos livre e forçado são estudados separadamente.

A.3 Adutoras em condutos forçados

A.3.1 Perda de carga contínua

a - Equação Universal

$$\Delta h' = \frac{f}{D}\frac{U^2}{2g}L \qquad \text{(A-4)}$$

$$\Delta h' = \frac{8f}{\pi^2 g}\frac{Q^2}{D^5}L \qquad \text{(A-5)}$$

Sendo:
Δh': perda de carga contínua em m;
U: velocidade média do escoamento em m/s;
D: diâmetro do conduto em m;
L: comprimento do conduto em m;
Q: vazão em m^3/s;
g: aceleração da gravidade = 9,81 em m/s^2;
f: coeficiente de perda de carga.

b - No escoamento laminar (Re < 2000)

$$f = \frac{64}{Re} \qquad \text{(A-6)}$$

Sendo:

$Re = \frac{VD}{\upsilon}$: número de Reynolds;

ν: viscosidade cinemática em m²/s.

c - No escoamento turbulento (Re > 4.000)

- Equação de Colebrook e White para determinação de "f":

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{e/D}{3,7} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}}\right) \qquad \text{(A-7)}$$

Sendo "e" a altura da rugosidade interna da parede do tubo (ver Tabela A.3).

Tabela A.3 - Valores das rugosidades internas de tubos

	Características da tubulação	Rugosidade e (mm)		
		Mín.	**Usual**	**Máx.**
1.	Tubos de aço, juntas soldadas, interior contínuo			
	Grandes incrustações ou tuberculizações	2,4	7,0	12,2
	Tuberculização geral de 1 a 3 mm	0,9	1,5	2,4
	Pintura à brocha, com asfalto, esmalte ou betume	0,3	0,6	0,9
	Leve enferrujamento	0,15	0,2	0,3
	Revestimento obtido por imersão em asfalto quente	0,06	0,1	0,15
	Revestimento com argamassa de cimento obtida por centrifugação	0,05	0,1	0,15
	Tubo revestido de esmalte	0,01	0,06	0,3
2.	Tubos de concreto			
	Superfície obtida por centrifugação	0,15	0,3	0,5
	Superfície interna bastante lisa, executada com formas metálicas	0,06	0,1	0,18
3.	Tubos de cimento amianto		0,015	0,025
4.	Tubos de ferro fundido			
	Ferro galvanizado, fundido revestido	0,06	0,15	0,3
	Ferro fundido, não revestido, novo	0,25	0,5	1,0
	Ferro fundido com corrosão	1,0	1,5	3,0
	Ferro fundido com depósito	1	2,0	4,0
5.	Latão, cobre, chumbo	0,04	0,007	0,010
6.	Tubos de plástico – PVC	0,0015	0,06	-

Fonte: Adaptado de LENCASTRE (1996)

- Expressões matemáticas para "f" explícito:

Swamee e Jain:

$$f = \frac{1,325}{[ln(e/3,7D + 5,74/Re^{0,9})]^2}$$ válida para $5x10^3 \leq Re \leq 10^8$

e $10^{-6} \leq e/D \leq 10^{-2}$ (A-8)

Barr:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2log\left(\frac{e/D}{3,7} + \frac{5,13}{Re^{0,89}}\right)$$ válida para $Re > 10^5$ (A-9)

d - Equação de Hazen-Williams

$$\Delta h' = \frac{10,64}{C^{1,85}} \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}} L$$ (válida para D>0,050 m) (A-10)

Os significados e as unidades dos termos da Equação A-10 são os mesmos da Equação A-5, com exceção do coeficiente C, mostrado na Tabela A-4.

Tabela A.4 - Coeficiente de perda de carga C da fórmula de Hazen-Williams

Material	C	Material	C
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	Concreto com acabamento comum	120
Aço galvanizado	125	Ferro fundido novo	130
Aço rebitado novo	110	Ferro fundido de 15 a 20 anos de uso	100
Aço rebitado em uso	85	Ferro fundido usado	90
Aço soldado novo	130	Ferro fundido revestido de cimento	130
Aço soldado em uso	90	Latão	130
Aço soldado com revestimento especial	130	Manilha cerâmica vidrada	110
Chumbo	130	Plástico	140
Cimento amianto	140	Tijolos bem executados	100
Cobre	130	Vidro	140

Fonte: Adaptado de AZEVEDO NETTO (1988)

A.3.2 Perda de carga localizada

$$\Delta h'': KU^2/2g$$ (A-11)

$\Delta h''$: perda de carga localizada, em m;
U: velocidade média do escoamento em m/s;
K: coeficiente que depende da geometria da singularidade e do número de Reynolds.

Tabela A.5 - Valores aproximados do coeficiente de perda de carga localizada K

Peça	K	Peça	K
Ampliação gradual	0,30*	Pequena derivação	0,03
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15*
Controlador de vazão	2,50	Saída de canalização	1,00
Crivo	0,75	Tê de passagem direta	0,60
Curva de 22,5°	0,10	Tê de saída bilateral	1,80
Curva de 45°	0,20	Tê de saída de lado	1,30
Curva de 90°	0,40	Válvula borboleta aberta	0,30
Entrada de Borda	1,00	Válvula de ângulo aberta	5,00
Entrada normal	0,50	Válvula de gaveta aberta	0,20
Joelho de 45°	0,40	Válvula de pé	1,75
Joelho de 90°	0,90	Válvula de retenção	2,50
Junção	0,40	Válvula globo aberta	10,00
Medidor Venturi	2,50**		

* Relativo à maior velocidade
* * Relativo à velocidade da tubulação
Fonte: adaptado de AZEVEDO NETTO (1988)

Tabela A.6 - Comprimentos equivalentes em metros de canalização para conexões de aço galvanizado ou ferro fundido

Diâmetro Nominal mm	pol.	Joelho 90°	Joelho 45°	Curva 90°	Curva 45°	Te 90° pas. direta	Te 90° saída lateral	Te 90° saída bilat.	Entrada Nornal	Entrada Borda	Saída canal.	Válv. pé e crivo	Válv. reten. leve	Válv. reten. pesada	Reg. globo aberto	Reg. gaveta aberto	Reg. ângulo aberto
13	1/2"	0,5	0,2	0,3	0,2	0,1	0,7	0,8	0,2	0,4	0,4	3,6	1,1	1,6	4,9	0,1	2,6
19	3/4"	0,7	0,3	0,5	0,3	0,1	1,0	1,3	0,2	0,5	0,5	5,6	1,6	2,4	6,7	0,1	3,6
25	1"	0,9	0,4	0,7	0,4	0,2	1,4	1,7	0,3	0,7	0,7	7,3	2,1	3,2	8,2	0,2	4,6
32	1 1/4"	1,2	0,5	0,8	0,5	0,2	1,7	2,1	0,4	0,9	0,9	10,0	2,7	4,0	11,3	0,2	5,6
38	1 1/2"	1,4	0,7	1,0	0,6	0,3	2,1	2,5	0,5	1,0	1,0	11,6	3,2	4,8	13,4	0,3	6,7
50	2"	1,9	0,9	1,4	0,8	0,3	2,7	3,3	0,7	1,5	1,5	14,0	4,2	6,4	17,4	0,4	8,5
63	2 1/2"	2,4	1,1	1,7	1,0	0,4	3,4	4,2	0,9	1,9	1,9	17,0	5,2	8,1	21,0	0,4	10,0
75	3"	2,8	1,3	2,0	1,2	0,5	4,1	5,0	1,1	2,2	2,2	20,0	6,3	9,7	26,0	0,5	13,0
100	4"	3,8	1,7	2,7		0,7	5,5	6,7	1,6	3,2	3,2	23,0	8,4	12,9	34,0	0,7	17,0
125	5"	4,7	2,2			0,8	6,9	8,3	2,0	4,0	4,0	30,0	10,4	16,1	43,0	0,9	21,0
150	6"	5,6	2,6	4,0		1,0	8,2	10,0	2,5	5,0	5,0	39,0	12,5	19,3	51,0	1,1	26,0

Tabela A.7 - Comprimentos equivalentes em metros de canalização de PVC rígido ou cobre

Diâmetro Nominal DN (mm)	Refer. (")	Joelho 90°	Joelho 45°	Curva 90°	Curva 45°	Te 90° pas. direta	Te 90° saída lateral	Te 90° saída bilat.	Entrada Nornal	Entrada Borda	Saída canal.	Válv. pé e crivo	Válv. reten. leve	Válv. reten. pesada	Reg. globo aberto	Reg. gaveta aberto	Reg. ângulo aberto
15	1/2"	1,1	0,4	0,4	0,2	0,7	2,3	2,3	0,3	0,9	0,8	8,1	2,5	3,6	11,1	0,1	5,9
20	3/4"	1,2	0,5	0,5	0,3	0,8	2,4	2,4	0,4	1,0	0,9	9,5	2,7	4,1	11,4	0,2	6,1
25	1"	1,5	0,7	0,6	0,4	0,9	3,1	3,1	0,5	1,2	1,3	13,3	3,8	5,8	15,0	0,3	8,4
32	1 1/4"	2,0	1,0	0,7	0,5	1,5	4,6	4,6	0,6	1,8	1,4	15,5	4,9	7,4	22,0	0,4	10,5
40	1 1/2"	3,2	1,0	1,2	0,6	2,2	7,3	7,3	1,0	2,3	3,2	18,3	6,8	9,1	35,8	0,7	17,0
50	2"	3,4	1,3	1,3	0,7	2,3	7,6	7,6	1,5	2,8	3,3	23,7	7,1	10,8	37,9	0,8	18,5
60	2 1/2"	3,7	1,7	1,4	0,8	2,4	7,8	7,8	1,6	3,3	3,5	25,0	8,2	12,5	38,0	0,9	19,0
75	3"	3,9	1,8	1,5	0,9	2,5	8,0	8,0	2,0	3,7	3,7	26,8	9,3	14,2	40,0	0,9	20,0
100	4"	4,3	1,9	1,6	1,0	2,6	8,3	8,3	2,2	4,0	3,9	28,6	10,4	16,0	42,3	1,0	22,1
125	5"	4,9	2,4	1,9	1,1	3,3	10,0	10,0	2,5	5,0	4,9	27,4	17,5	19,2	50,9	1,1	25,2
150	6"	5,4	2,6	2,1	1,2	3,8	11,1	11,1	2,8	5,6	5,5	43,4	13,9	21,4	56,7	1,2	28,9

Fonte: Norma Brasileira de Água Fria – NBR 5.626/82

A.4 Adutoras em escoamento livre

A.4.1 Cálculo do escoamento uniforme com o uso de gráficos auxiliares

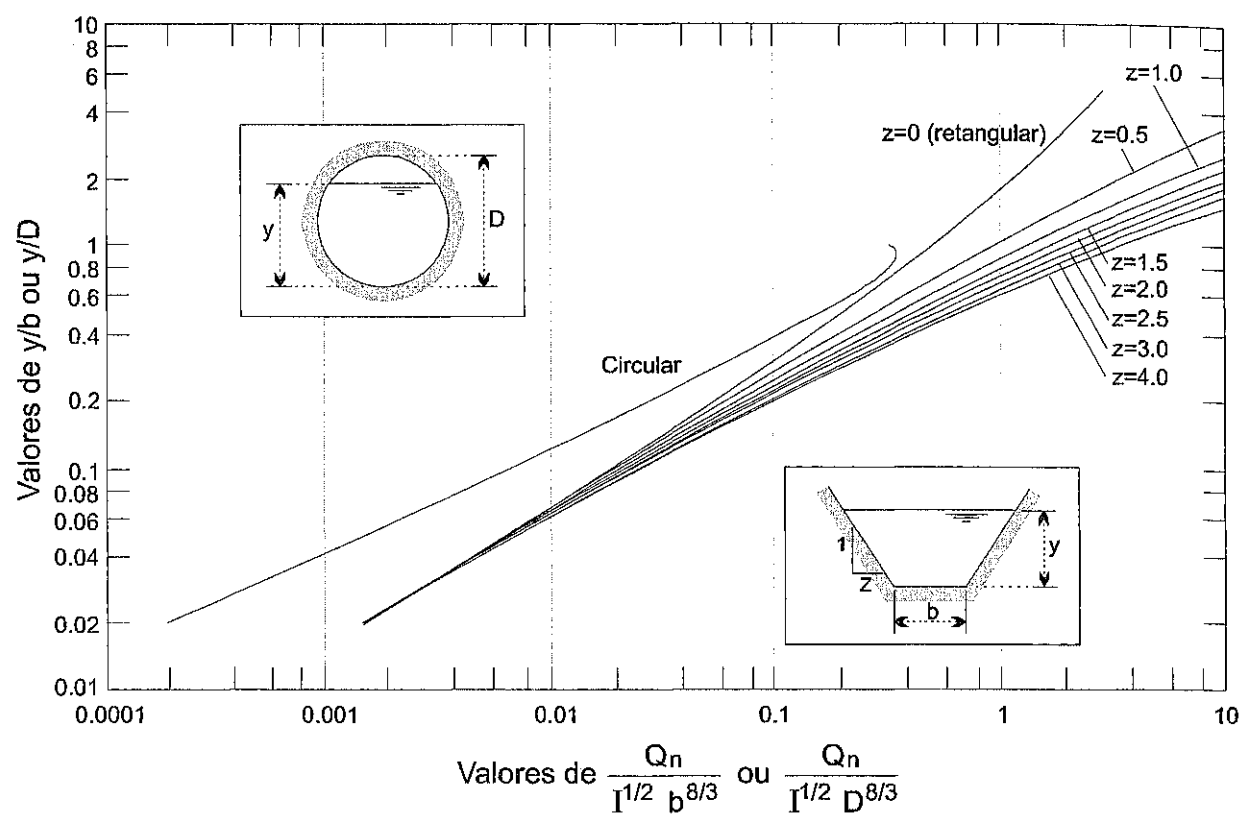



Figura A.1 - Gráficos auxiliares para cálculo do escoamento uniforme em seções circulares, trapezoidais, triangulares e retangulares

Fonte: BAPTISTA e COELHO (2003)

A.4.2 Escoamento uniforme – Sistemática de cálculo de seções circulares

- Cálculo das vazões e das velocidades correspondentes à seção plena (Q_p e U_p):

$$Q_p = \frac{0{,}1}{n}\pi D^{8/3} I^{1/2} \qquad U_p = \frac{0{,}4}{n} D^{2/3} I^{1/2}$$

- Definição das condições efetivas de trabalho (Q_x e U_x) a partir de Q_p e U_p, por meio da Tabela A.8, baseada na relação da razão entre o tirante d'água "y" e o diâmetro "D":

- Conhecendo-se y/D e as vazões e velocidades na condição de seção plena, pode-se determinar a vazão e a velocidade nas condições de trabalho.
- Conhecendo-se Q_x/Q_p ou U_x/U_p, pode-se obter y/D.

Tabela A.8 - Características dos condutos circulares parcialmente cheios

y/D	Q_x/Q_p	U_x/U_p	y/D	Q_x/Q_p	U_x/U_p	y/D	Q_x/Q_p	U_x/U_p	y/D	Q_x/Q_p	U_x/U_p
0,07	0,01	0,32	0,36	0,26	0,82	0,51	0,51	1,00	0,66	0,76	1,10
0,10	0,02	0,41	0,37	0,27	0,83	0,51	0,52	1,01	0,66	0,77	1,10
0,12	0,03	0,46	0,38	0,28	0,85	0,52	0,53	1,01	0,67	0,78	1,11
0,14	0,04	0,47	0,39	0,29	0,87	0,52	0,54	1,02	0,68	0,79	1,11
0,15	0,05	0,49	0,39	0,30	0,87	0,54	0,55	1,02	0,68	0,80	1,12
0,16	0,06	0,51	0,39	0,31	0,88	0,55	0,56	1,02	0,69	0,81	1,12
0,18	0,07	0,53	0,40	0,32	0,89	0,55	0,57	1,03	0,69	0,82	1,13
0,19	0,08	0,54	0,41	0,33	0,90	0,56	0,58	1,03	0,70	0,83	1,13
0,20	0,09	0,59	0,41	0,34	0,90	0,56	0,59	1,04	0,70	0,84	1,13
0,22	0,10	0,62	0,42	0,35	0,91	0,57	0,60	1,04	0,71	0,85	1,13
0,22	0,11	0,63	0,42	0,36	0,92	0,58	0,61	1,05	0,72	0,86	1,13
0,25	0,12	0,65	0,43	0,37	0,93	0,58	0,62	1,06	0,73	0,87	1,13
0,26	0,13	0,67	0,44	0,38	0,93	0,58	0,63	1,06	0,74	0,88	1,13
0,27	0,14	0,68	0,45	0,39	0,93	0,58	0,64	1,06	0,74	0,89	1,13
0,28	0,15	0,69	0,46	0,40	0,94	0,59	0,65	1,07	0,75	0,90	1,14
0,28	0,16	0,71	0,47	0,41	0,95	0,60	0,66	1,08	0,75	0,91	1,14
0,28	0,17	0,71	0,47	0,42	0,96	0,60	0,67	1,08	0,76	0,92	1,14
0,29	0,18	0,72	0,48	0,43	0,97	0,61	0,68	1,08	0,77	0,93	1,14
0,30	0,19	0,73	0,48	0,44	0,97	0,62	0,69	1,08	0,78	0,94	1,14
0,31	0,20	0,77	0,48	0,45	0,98	0,62	0,70	1,08	0,78	0,95	1,15
0,32	0,21	0,78	0,49	0,46	0,99	0,62	0,71	1,09	0,78	0,96	1,15
0,33	0,22	0,79	0,49	0,47	0,99	0,63	0,72	1,09	0,79	0,97	1,15
0,34	0,23	0,80	0,50	0,48	0,99	0,63	0,73	1,09	0,80	0,98	1,15
0,35	0,24	0,81	0,50	0,49	0,99	0,64	0,74	1,09	0,81	0,99	1,15
0,36	0,25	0,82	0,50	0,50	1,00	0,65	0,75	1,10	0,82	1,00	1,15

A.4.3 Coeficientes de rugosidade para canais artificiais

Tabela A.9 - Coeficientes de rugosidade para canais artificiais

Revestimento	Rugosidade		
	mínima	usual	máxima
Concreto pré-moldado	0,011	0,013	0,015
Concreto com acabamento	0,013	0,015	0,018
Concreto sem acabamento	0,014	0,017	0,020
Concreto projetado	0,018	0,020	0,022
Alvenaria de tijolos	0,011	0,014	0,017
Tubos cerâmicos	0,011	0,013	0,017
Gabiões	0,022	0,030	0,035
Espécies vegetais	0,025	0,035	0,070
Aço	0,010	0,012	0,014
Ferro fundido	0,011	0,014	0,016
Aço corrugado	0,019	0,022	0,028
Solo sem revestimento	0,016	0,023	0,028
Rocha sem revestimento	0,025	0,035	0,040

Fonte: BAPTISTA e COELHO (2003)

A.4.4 Velocidades máximas e mínimas admissíveis em condutos

Tabela A.10 - Velocidades máximas admissíveis em condutos

Material de revestimento	Velocidades máximas (m/s)
Alvenaria de tijolos	2,5
Concreto	5,0
Tubos cerâmicos	6,0
Rochas estratificadas	2,5
Rochas compactas	4,0

Fonte: ABNT – NBR 591/91 e YASSUDA e NOGAMI (1977)

Tabela A.11 - Velocidades mínimas admissíveis

Tipo de material hidrotransportado	Velocidades mínimas (m/s)
Suspensão fina	0,30
Areias finas	0,45
Matéria orgânica	0,60

Fonte: YASSUDA e NOGAMI (1977)

A.4.5 Seções de máxima eficiência hidráulica

Forma	Seção	Geometria Ótima	Profundidade Normal (y)	Área (A)
Trapezoidal		$\alpha = 60^o$ $b = \frac{2}{\sqrt{3}} y$	$0.968 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/8}$	$1.622 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/4}$
Retangular		B = 2y	$0.917 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/8}$	$1.682 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/4}$
Triangular		$\alpha = 45^o$	$1.297 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/8}$	$1.682 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/4}$
Circular		D = 2y	$1.00 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/8}$	$1.583 \left[\frac{Qn}{I^{1/2}}\right]^{3/4}$

Figura A.2 - Características das seções de máxima eficiência hidráulica
Fonte: BAPTISTA e COELHO (2003)

Sobre os autores

Aloísio de Araújo Prince - Engenheiro civil pela UFMG (1968); mestre em Saneamento e Meio Ambiente pela UFMG (1993), pesquisador pleno aposentado do Setor de Tecnologia de Controle da Poluição do CETEC. Professor da Universidade FUMEC e consultor em saneamento e meio ambiente. Participou como autor no livro *Fundamentos de qualidade e tratamento de água*, de Marcelo Libânio (2005).
E-mail: aloisioprince@uol.com.br.

Andrea Cristina da Silva Ferreira - Bióloga pela UFRRJ (1998) e mestre em Botânica pela UFRJ (2002). Participou de projetos de pesquisa financiados pelo CNPq, pela FUNASA e pela CAPES, sendo autora de artigos técnicos na área de botânica (taxonomia e ecologia do fitoplâncton) e saneamento ambiental (eutrofização e qualidade de água para abastecimento). Desde 2007, atua na Companhia de Gestão de Recursos Hídricos do Ceará (COGERH), no monitoramento qualitativo das águas armazenadas nos reservatórios do estado.
E-mail: andcrisfe@gmail.com.

Emília Kiyomi Kuroda - Engenheira civil (1999), mestre (2002) e doutora (2006) em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, pós-doutora (2008) pela Meijo University, Nagoya-JP. Professora adjunta do Departamento de Construção Civil da UEL. Atua em pesquisas na área de engenharia sanitária e saneamento ambiental.
E-mail: ekkuroda@yahoo.com.br.

Ernani Ciríaco de Miranda - Engenheiro civil (1986), mestre em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos pela UnB (2002), coordenador do Programa de Modernização do Setor de Saneamento (PMSS) do Ministério das Cidades. Também é autor de artigos relacionados a indicadores de perdas de água e análise de confiabilidade publicados em eventos da área de engenharia sanitária.
E-mail: ernani.miranda@cidades.gov.br.

João César Cardoso do Carmo - Engenheiro geólogo pela UFOP (1981), especialista em Engenharia Econômica pela FDC (1995), desenvolve atividades técnicas e gerenciais em hidrogeologia, meio ambiente e exploração mineral. Participou da implantação de projetos de gestão ambiental (ISO 14.000) e de sistema de garantia da qualidade (série ISO 9.000). Consultor em hidrogeologia, geologia e meio ambiente.
E-mail: joaocesar.carmo@uol.com.br.

Léo Heller - Engenheiro civil (1977), especialista (1978) e mestre em Engenharia Sanitária (1987), doutor em Epidemiologia (1995), com pós-doutorado na área de políticas públicas pela University of Oxford, Inglaterra (2005-2006). Professor do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG. Pesquisador nas áreas de saúde ambiental e políticas públicas de saneamento. Orientador de dissertações de mestrado e de teses de doutorado. Autor de livros, capítulos e artigos publicados em periódicos e anais.
E-mail: heller@desa.ufmg.br.

Luiz Rafael Palmier - Engenheiro civil pela UFRJ (1985), mestre em Engenharia Civil (ênfase em Recursos Hídricos) pela COPPE/UFRJ (1990), doutor em Recursos Hídricos pela University of London (1995), com pós-doutorado pela UNESCO-IHE (2002). Professor adjunto do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, autor de artigos publicados em periódicos e em anais de eventos da área de recursos hídricos.
E-mail: palmier@ehr.ufmg.br.

Marcelo Libânio - Engenheiro civil (1987) com mestrado em Engenharia Sanitária pela UFMG (1991), doutor em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP (1995), com pós-doutorado pela University of Alberta, Canadá (2005). Professor adjunto do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, autor de artigos publicados em periódicos e em anais de eventos da área de engenharia sanitária.
E-mail: mlibanio@ehr.ufmg.br.

Marcelo Monachesi Gaio - Engenheiro civil pela Faculdade de Engenharia da UFJF (1976). Especialista em Engenharia de Saúde Pública pela ENSP/FIOCRUZ (1977). Engenheiro da COPASA desde 1978, onde já exerceu diversos cargos ligados a operação e projetos de sistemas de abastecimento de água.
E-mail: mmgaio@terra.com.br.

Márcia Maria Lara Pinto Coelho - Engenheira civil (1974) com especialização (1976) em Saneamento, mestrado em Saneamento e Meio Ambiente pela UFMG (1988) e Pós-doutorado em Engenharia Civil/Hidráulica pela Escola Politécnica da USP (2003). Professora adjunta do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG.
E-mail: lara@ehr.ufmg.br.

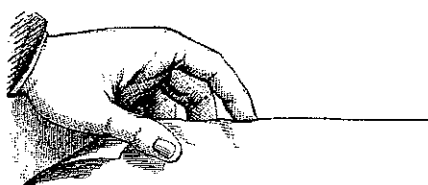
Márcio Benedito Baptista - Engenheiro civil pela UFMG (1977), doutor em Recursos Hídricos pela École Nationale des Ponts et Chaussées, em Paris (1990), pós-doutorado pela INSA de Lyon (1999). Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG e pesquisador do CNPq. Coautor dos livros *Hidráulica aplicada*, *Fundamentos de engenharia hidráulica* e *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*.
E-mail: marbapt@ehr.ufmg.br.

Marcos von Sperling - Engenheiro civil (1979), mestre em Engenharia Sanitária pela UFMG (1984), doutor em Engenharia Ambiental pela Universidade de Londres (1990). Professor adjunto do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG. Autor de livros e diversos trabalhos na área de tratamento de esgotos e controle da poluição das águas.
E-mail: marcos@desa.ufmg.br.

Maria de Lourdes Fernandes Neto - Engenheira civil (2000) e mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos pela UFMG (2003). Funcionária da CAPES, Ministério da Educação.
E-mail: maria.neto@capes.gov.br.

Mauro Naghettini - Engenheiro civil pela UFMG (1977), mestre em Hidrologia (1979) pela École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suiça, PhD em Engenharia de Recursos Hídricos (1994) pela University of Colorado at Boulder, USA. Professor adjunto do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, pesquisador do CNPq, autor de livros e artigos técnicos sobre hidrologia de águas superficiais, hidrologia estatística e modelação hidrológica.
E-mail: naghet@dedalus.lcc.ufmg.br.

Pedro Carlos Garcia Costa - Engenheiro geólogo pela UFOP (1979), especialista em Geologia Econômica pela UFMG e em Poder Político pelo IEC/PUC/Escola do Legislativo. Pesquisador e consultor em meio ambiente, hidrogeologia e geologia. Desde 1992 é analista legislativo na área de meio ambiente e recursos naturais da Assembleia Legislativa de Minas Gerais.
E-mail: pecosta@almg.gov.br.

Valter Lúcio de Pádua - Engenheiro civil pela UFMG (1992), mestre (1994) e doutor (1999) em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, com pós-doutorado pelo Instituto de Diagnóstico Ambiental e Estudos da Água do Consejo Superior de Investigaciones Científicas de Barcelona, Espanha. Professor adjunto do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG, coautor e organizador de livros e de artigos técnicos relacionados a tratamento de água para consumo humano.
E-mail: valter@desa.ufmg.br.

O avanço do conhecimento tem crescentemente impelido a engenharia a não mais se conter nos limites a ela impostos pelo processo histórico de formação da área. Tanto o seu tradicional recorte disciplinar interno quanto as suas clássicas fronteiras técnico-científicas nem sempre têm sido capazes de apresentar as respostas demandadas pela vida contemporânea. Além disso, não mais se concebe desconhecer o meio social e político, o ambiente físico e o arcabouço legal e institucional em que a engenharia é aplicada. Portanto, um enfoque moderno, que vislumbre as novas dimensões da área, surge como um imperativo para a presente geração comprometida com a formação de novos profissionais e com a educação continuada para os já detentores das atribuições da profissão. Tarefa que deve ser bandeira de uma universidade pública, ciosa da necessária qualidade a ser imprimida em suas atividades. A coleção **Ingenium**, criada pela Escola de Engenharia da UFMG e pela Editora UFMG em 2002, ao se referenciar em uma engenharia contemporânea, busca contribuir com a formação de estudantes e profissionais e, em decorrência, com o engajamento da área na construção de uma sociedade melhor. Com o engenho e a arte que lhe são próprios.

ISBN 978-85-7041-845-6

Este livro traz conteúdo e abordagem próprios para utilização como livro-texto de disciplinas de graduação e de pós-graduação dedicadas ao tema do abastecimento de água, bem como material de suporte de disciplinas relacionadas ao saneamento, e de consulta para especialistas e profissionais da área. Observa-se em sua estrutura um cuidadoso balanceamento entre a necessidade de formação e de informação no campo tecnológico e sua contextualização na realidade social, histórica, cultural, demográfica, político-institucional e legal, sobretudo dos países em desenvolvimento. O equilíbrio bem planejado entre o conhecimento acadêmico e a experiência profissional, oferecendo um relato atualizado dos temas tratados sem abrir mão do necessário rigor técnico-científico, reforçado pela importância do tema, torna este livro uma obra ímpar nos estudos e pesquisas concernentes à engenharia sanitária e ambiental.

coleção ingenium